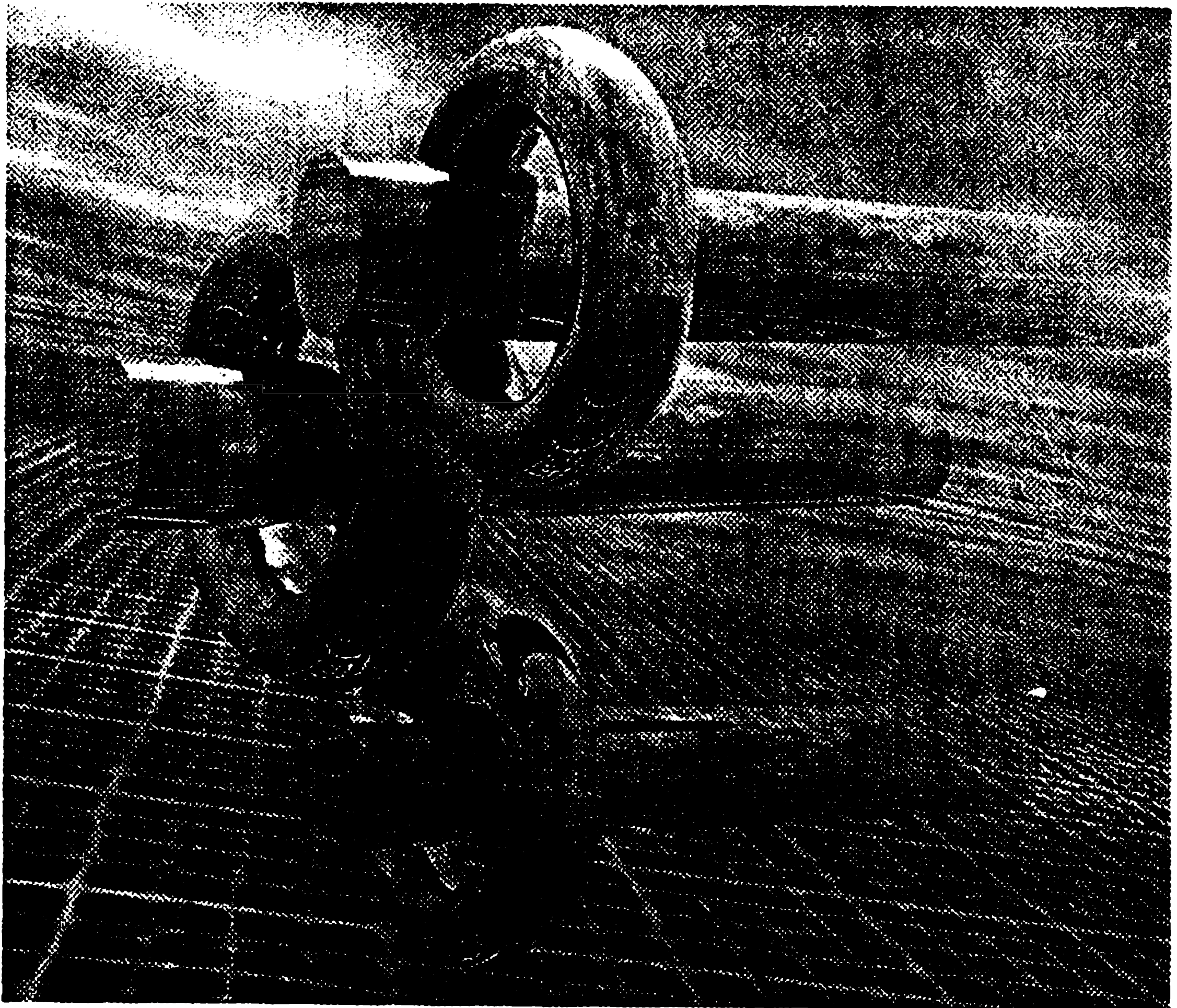


# Estructuras hidráulicas

Segunda edición



**Mc  
Graw  
Hill**

**P. NOVAK  
A. I. B. MOFFAT  
C. NALLURI**

# Estructuras hidráulicas

Segunda edición

**P. Novak, A.I.B. Moffat  
y C. Nalluri**

Department of Civil Engineering, University of Newcastle upon Tyne, U. K.

**R. Narayanan**

Department of Civil and Structural Engineering, University of Manchester  
Institute of Science and Technology, U. K.

Traducción

**Ing. Germán Ricardo Santos Granados,  
M.Sc., Ph.D.**

Profesor titular de Recursos Hidráulicos  
y Medio Ambiente  
Escuela Colombiana de Ingeniería

Revisión técnica

**Ing. Juan G. Saldarriaga Valderrama**  
Profesor de Ingeniería Hidráulica  
Universidad de los Andes



**Bogotá • Buenos Aires • Caracas • Guatemala • Lisboa • Madrid • México  
New York • Panamá • San Juan • Santiago de Chile • São Paulo  
Auckland • Hamburgo • Londres • Milán • Montreal • Nueva Delhi • París  
San Francisco • San Luis • Singapur • Sidney • Tokio • Toronto**



## **Estructuras hidráulicas, segunda edición**

No está permitida la reproducción total o parcial de este libro, ni su tratamiento informático, ni la transmisión de ninguna forma o por cualquier medio, ya sea electrónico, mecánico, por fotocopia, por registro u otros métodos, sin el permiso previo y por escrito de los titulares del Copyright.

DERECHOS RESERVADOS. Copyright © 2001, por MCGRAW-HILL INTERAMERICANA S. A.  
Avenida de las Américas 46-41. Bogotá, D. C., Colombia.

Traducido de la segunda edición en inglés de  
HYDRAULIC STRUCTURES

Published by E & FN SPON, an imprint of Chapman & Hall

Copyright © MCMXCVI, por P. Novak, A.I.B. Moffat y R. Narayanan

ISBN: 0-419-20070-3

Editora: Emma Ariza Herrera

Jefe de producción: Consuelo E. Ruiz M.

2134567890

2034567891

ISBN: 958-41-0189-7

Printed in Colombia

Se imprimieron 3.700 ejemplares en el mes de agosto de 2001

Impreso por Quebecor World Bogotá S.A.

|                               |      |
|-------------------------------|------|
| Prefacio                      | ix   |
| Prefacio a la primera edición | xi   |
| Agradecimientos               | xiii |
| Lista de tablas               | xv   |
| Lista de símbolos principales | xvii |

## Parte uno Ingeniería de presas

|          |   |           |
|----------|---|-----------|
| <b>1</b> | <b>Elementos de ingeniería de presas</b>                    | <b>3</b>  |
| 1.1      | Introducción  | 3         |
| 1.2      | Perspectivas generales                                      | 3         |
| 1.3      | Tipos y características de presas de relleno                | 9         |
| 1.4      | Tipos y características de presas de concreto               | 13        |
| 1.5      | Vertederos, desagües y obras complementarias                | 16        |
| 1.6      | Evaluación del sitio y selección del tipo de presa          | 19        |
| 1.7      | Cargas que actúan sobre presas                              | 31        |
|          | Referencias   | 34        |
| <b>2</b> | <b>Ingeniería de presas de relleno</b>                      | <b>36</b> |
| 2.1      | Introducción  | 36        |
| 2.2      | Naturaleza y clasificación de los suelos para la ingeniería | 36        |
| 2.3      | Características mecánicas de los suelos                     | 41        |
| 2.4      | Principios de diseño  | 51        |
| 2.5      | Materiales y construcción                                   | 60        |
| 2.6      | Análisis de infiltración                                    | 63        |
| 2.7      | Estabilidad y esfuerzos                                     | 68        |
| 2.8      | Asentamiento y deformación                                  | 76        |
| 2.9      | Enrocados y rellenos enrocados                              | 79        |
| 2.10     | Geosintéticos en presas de relleno                          | 80        |

|          |   |            |
|----------|---|------------|
|          | Ejemplos  | 83         |
|          | Referencias   | 88         |
| <b>3</b> | <b>Ingeniería de presas de concreto</b>                           | <b>92</b>  |
|          | 3.1 Cargas actuantes: conceptos y criterios                       | 92         |
|          | 3.2 Análisis de presas de gravedad                                | 104        |
|          | 3.3 Análisis de presas de contrafuertes                           | 124        |
|          | 3.4 Análisis de presas de arco                                    | 125        |
|          | 3.5 Detalles de diseño y construcción                             | 133        |
|          | 3.6 Concreto para presas  | 139        |
|          | 3.7 La presa de gravedad de concreto compactado con rodillo (CCR) | 142        |
|          | Ejemplos  | 146        |
|          | Referencias   | 152        |
| <b>4</b> | <b>Obras de desagüe en presas</b>                                 | <b>155</b> |
|          | 4.1 Introducción  | 155        |
|          | 4.2 Creciente de diseño   | 156        |
|          | 4.3 Tránsito de crecientes  | 158        |
|          | 4.4 Borde libre   | 160        |
|          | 4.5 Sedimentación en embalses                                     | 162        |
|          | 4.6 Cavitación  | 166        |
|          | 4.7 Vertederos  | 168        |
|          | 4.8 Desagües de fondo   | 190        |
|          | Ejemplos  | 193        |
|          | Referencias   | 197        |
| <b>5</b> | <b>Disipación de energía</b>                                      | <b>201</b> |
|          | 5.1 Generalidades   | 201        |
|          | 5.2 Disipación de energía en vertederos                           | 202        |
|          | 5.3 Tanques de amortiguación                                      | 206        |
|          | 5.4 Pozos de caída libre  | 215        |
|          | 5.5 Disipación de energía en descargas de fondo                   | 216        |
|          | Ejemplos  | 218        |
|          | Referencias   | 220        |
| <b>6</b> | <b>Compuertas y válvulas</b>                                      | <b>222</b> |
|          | 6.1 Clasificación de compuertas                                   | 222        |
|          | 6.2 Compuertas de cresta  | 222        |
|          | 6.3 Compuertas y válvulas de cabezas altas                        | 229        |
|          | 6.4 Fuerzas hidrodinámicas que actúan sobre compuertas            | 231        |
|          | Referencias   | 234        |
| <b>7</b> | <b>Seguridad de presas: instrumentación y vigilancia</b>          | <b>236</b> |
|          | 7.1 Introducción  | 236        |

|  |     |
|--|-----|
| 7.2 Instrumentación                            | 237 |
| 7.3 Vigilancia                                 | 248 |
| 7.4 Legislación sobre seguridad de presas      | 250 |
| 7.5 Análisis de riesgo asociado a los embalses | 252 |
| Referencias                                    | 254 |

## Parte dos Otras estructuras hidráulicas

|  |            |
|--|------------|
| <b>8 Ingeniería de ríos</b>  | <b>259</b> |
| 8.1 Introducción   | 259        |
| 8.2 Principios básicos del flujo en canales abiertos   | 260        |
| 8.3 Morfología y régimen de ríos   | 265        |
| 8.4 Estudios de campo  | 268        |
| 8.5 Estructuras de medición de flujo   | 275        |
| 8.6 Tránsito de crecientes en ríos   | 279        |
| 8.7 Obras fluviales  | 280        |
| Ejemplos   | 289        |
| Referencias  | 298        |
| <b>9 Obras de desviación</b>   | <b>301</b> |
| 9.1 Vertedero y barreras   | 301        |
| 9.2 Bocatomas  | 321        |
| 9.3 Paso de peces  | 339        |
| Referencias  | 345        |
| <b>10 Drenaje transversal y estructuras de caída</b>   | <b>347</b> |
| 10.1 Acueductos y entradas y salidas a canales   | 347        |
| 10.2 Alcantarillas, puentes y caídas   | 356        |
| 10.3 Estructuras de caída  | 376        |
| Referencias  | 386        |
| <b>11 Vías de navegación interior</b>  | <b>388</b> |
| 11.1 Introducción  | 388        |
| 11.2 Definiciones, clasificación y algunas vías navegables en el Reino Unido y en otros países | 389        |
| 11.3 Utilización multipropósito de vías navegables   | 393        |
| 11.4 Transporte en vías navegables interiores  | 395        |
| 11.5 Canalización y canales de navegación  | 397        |
| 11.6 Resistencia de embarcaciones  | 399        |
| 11.7 Acción de las olas sobre las bancas   | 400        |
| 11.8 Esclusas  | 402        |
| 11.9 Esclusas económicas   | 412        |
| 11.10 Ascensores y planos inclinados   | 413        |
| 11.11 Zona de acceso a la esclusa  | 415        |

|   |            |
|---|------------|
| 11.12 Puertos interiores  | 416        |
| Referencias   | 419        |
| <b>12 Desarrollo de la potencia hidroeléctrica</b>                                      | <b>421</b> |
| 12.1 Introducción   | 421        |
| 12.2 Perspectivas del desarrollo mundial de la potencia hidroeléctrica                  | 421        |
| 12.3 Oferta y demanda de potencia   | 422        |
| 12.4 Algunas definiciones fundamentales   | 423        |
| 12.5 Tipos de desarrollo de potencia hidráulica   | 424        |
| 12.6 Clasificación de las plantas hidroeléctricas según su salto                        | 427        |
| 12.7 Información de caudales esencial para la evaluación del potencial hidroeléctrico   | 427        |
| 12.8 Turbinas hidráulicas y su selección  | 430        |
| 12.9 Otros componentes de plantas hidroeléctricas                                       | 442        |
| 12.10 Almenaras (chimeneas de equilibrio)   | 449        |
| 12.11 Desarrollo de plantas minihidroeléctricas   | 454        |
| 12.12 Fuentes de energía renovable  | 455        |
| Ejemplos  | 458        |
| Referencias   | 471        |
| <b>13 Estaciones de bombeo</b>  | <b>473</b> |
| 13.1 Introduucción  | 473        |
| 13.2 Bombas y su clasificación  | 473        |
| 13.3 Diseño de tuberías en sistemas de bombeo   | 479        |
| 13.4 Clasificación de estaciones de bombeo y bocatomas                                  | 481        |
| 13.5 Diseño del cárcamo   | 484        |
| 13.6 Rejillas   | 486        |
| 13.7 Pendiente  | 486        |
| 13.8 Oleadas  | 486        |
| 13.9 Consideraciones generales de diseño de estaciones de bombeo y tuberías de descarga | 490        |
| Ejemplos  | 492        |
| Referencias   | 497        |
| <b>14 Ingeniería de costas</b>  | <b>499</b> |
| 14.1 Introduucción  | 499        |
| 14.2 Movimiento de ondas  | 500        |
| 14.3 Intervalo de validez de la teoría lineal   | 508        |
| 14.4 Olas que se aproximan a la costa   | 509        |
| 14.5 Rompimiento de olas  | 512        |
| 14.6 Reflexión de ondas   | 513        |
| 14.7 Oscilaciones en dársenas bidimensionales   | 514        |
| 14.8 Difracción de ondas  | 515        |
| 14.9 Predicción de olas   | 516        |

|           |  |            |
|-----------|--|------------|
| 14.10     | Estadísticas de las olas                           | 521        |
| 14.11     | Defensa de la costa                                | 523        |
| 14.12     | Fuerzas de las olas sobre las estructuras costeras | 528        |
| 14.13     | Sobrelevación de la onda                           | 531        |
| 14.14     | Rompeolas montados en mampostería                  | 534        |
| 14.15     | Fuerzas sobre pilas y tuberías                     | 538        |
| 14.16     | Oscilaciones inducidas por vórtices                | 543        |
| 14.17     | Descargas al mar                                   | 549        |
|           | Ejemplos   | 557        |
|           | Referencias  | 569        |
| <b>15</b> | <b>Modelos de ingeniería hidráulica</b>            | <b>572</b> |
| 15.1      | Modelos hidráulicos                                | 572        |
| 15.2      | Modelos estructurales                              | 579        |
|           | Ejemplos   | 583        |
|           | Referencias  | 584        |
|           | Índice de autores                                  | 587        |
|           | Índice de temas                                    | 593        |



# Prefacio

El objetivo principal de este libro es el mismo de la primera edición: suministrar un texto a los estudiantes de los últimos años de pregrado y de posgrado. Igualmente, esperamos que investigadores, diseñadores y operadores de muchos tipos de obras hidráulicas analizadas en el libro encuentren el texto de interés y útil como una fuente de referencia.

Aprovechamos la oportunidad de una nueva edición para corregir todos los errores (conocidos) y actualizar minuciosamente las referencias y el texto. Al mismo tiempo, como respuesta a los comentarios y reseñas recibidos, así como para responder a algunos de los nuevos desarrollos en el campo, ciertas partes del texto se rescribieron o se ampliaron. Los lectores de la primera edición encontrarán los siguientes cambios mayores.

- |                    |   |
|--------------------|---|
| <i>Capítulo 1.</i> | El texto sobre evaluación del sitio para presas se ha extendido.  |
| <i>Capítulo 2.</i> | Se expandió el tratamiento de aspectos geotécnicos, como un nuevo párrafo (2.8.3) sobre índices de desempeño de núcleos de rellenos de tierra, y una nueva sección breve sobre geosintéticos (2.10).  |
| <i>Capítulo 3.</i> | Cubrimiento más extenso de las presas CCR mediante un nuevo párrafo sobre los desarrollos en la construcción CCR (3.73).  |
| <i>Capítulo 4.</i> | Ampliación del texto de estimaciones de las crecientes de diseño, sedimentación de embalses, ondas de interferencia y aireación en vertederos y un nuevo párrafo sobre vertederos escalonados (4.76). |
| <i>Capítulo 5.</i> | Una sección ampliada sobre socavación por debajo de los vertederos de excesos.  |
| <i>Capítulo 6.</i> | Un nuevo párrafo sobre compuertas fusibles para desbordes (6.28).   |
| <i>Capítulo 7.</i> | Texto más amplio sobre evaluación de riesgos aguas abajo de los embalses.   |
| <i>Capítulo 8.</i> | Texto aumentado sobre canales multietapas, geotextiles, cálculo de vertederos Crump y una nueva sección sobre tránsito de crecientes en ríos (8.6).   |

- Capítulo 9.* Extensión del texto sobre paso de peces y un nuevo párrafo sobre el efecto de la operación de las barreras sobre la calidad del agua en los ríos (9.16).
- Capítulo 10.* Texto más amplio sobre bocatomas de canales y socavación en puentes y por debajo de los desagües de los alcantarillados.
- Capítulo 13.* Una nueva sección sobre escalonamiento (13.7).
- Capítulo 14.* Este capítulo incorpora una nueva sección importante sobre descargas al mar y tratamiento de las fuerzas de ondas sobre tuberías en la región de disminución de profundidad (14.7).
- Capítulo 15.* Cambio el título de Modelos a escala en ingeniería hidráulica a Modelos de ingeniería hidráulica, para incluir en la discusión general sobre modelos hidráulicos (15.1.1) una tipología de los modelos matemáticos; también se incluyó un párrafo corto de modelación de la respuesta sísmica (15.2.4).

Los autores queremos agradecer a los revisores por sus comentarios constructivos y al editor por darnos la oportunidad de esta segunda edición.

P. Novak, A.I.B. Moffat, C. Nalluri y R. Narayanan  
*Newcastle upon Tyne, diciembre 1994*

# Prefacio a la primera edición

Este texto está basado en un curso de 'Estructuras hidráulicas' que evolucionó durante años en el Departamento de Ingeniería Civil en la Universidad de Newcastle en Tyne. Los cursos de último año de pregrado y los de posgrado de especialización y maestría en estructuras hidráulicas requieren buenas bases en hidráulica, mecánica de suelos y materiales en ingeniería, y se dictan en forma paralela con otros cursos separados que tratan de forma más avanzada estos temas y los de hidrología.

Era evidente que, aunque podía estar disponible una variedad de buenos libros sobre partes específicas del curso, ningún texto cubría el tema con la amplitud y profundidad requeridas, y, en consecuencia, nació la idea de escribir un texto acerca de estructuras hidráulicas basado en las notas del curso. El curso de estructuras hidráulicas siempre se ha manejado como el resultado de la cooperación. Aunque el profesor Novak coordinó el curso por muchos años, él y sus colegas cubrían aquellas partes donde podían dar su aporte personal basados en su propia experiencia profesional. El profesor Moffat, en particular, en su parte sustancial del curso, cubría todos los aspectos de ingeniería geotécnica. Al dictar el curso algunas partes de este texto, por supuesto, pueden omitirse, mientras que otras, particularmente los estudios de casos (incluida la discusión de sus impactos ambientales, sociales y económicos) pueden ampliarse puesto que el tema está en continua actualización.

Somos totalmente conscientes que un proyecto de este tipo tiene el peligro de presentar el tema de una manera demasiado amplia y superficial; esperamos haber evitado esta trampa y que hayamos hecho de la manera adecuada, mediante los ejemplos resueltos que complementan el texto principal y la extensa lista de referencias con la que concluye cada capítulo del libro.

Este texto no está diseñado como una monografía de investigación, ni un manual de diseño. El propósito del libro es suministrar un texto para estudiantes de último año de pregrado y de posgrado, aunque esperamos que los investigadores, diseñadores y operadores de muchos tipos de estructuras hidráulicas lo encuentren de interés y útil como referencia.

El texto tiene dos partes, la primera cubre ingeniería de presas, y la segunda otras estructuras hidráulicas. A.I.B. Moffat es el autor de los capítulos 1, 2, 3 y 7, y de la sección 15.2. El doctor C. Nalluri escribió los capítulos 9, 10, 12 y 13, y

las secciones 8.4 y 8.5. El doctor Narayanan de UMIST fue profesor invitado en Newcastle durante dos años, en ingeniería costera y es el autor del capítulo 14. El resto del libro fue escrito por el profesor P. Novak (capítulos 4, 5, 6 y 8, exceptuando las secciones 8.4 y 8.5, el capítulo 11 y la sección 15.1), también editó todo el texto.

P. Novak, A.I.B. Moffat, C. Nalluri y R. Narayanan  
*Newcastle upon Tyne, 1989*

Expresamos nuestro agradecimiento a las siguientes personas y organizaciones que gentilmente nos han dado permiso para la reproducción del material con derechos de autor (los números de las figuras están entre paréntesis).

Thomas Telford Ltd (4.1, 4.2); US Bureau of Reclamation (4.3, 4.7, 4.15, 4.16, 5.6, 5.7); Elsevier Science Publishers (4.5, 4.12, 4.13, 5.5, 5.8, 5.10, 11.1, 11.2, 11.10, 11.11, 11.16, 11.17, 11.18, 12.17); British Hydromechanics Research Association (4.11, 13.6, 13.9); Institution of Water and Environmental Management (4.18); ICOLD (4.19, 4.20); las figuras 4.21, 6.3, 6.4 se reprodujeron con permiso de John Wiley & Sons Ltd, del libro editado por H.H. Thomas, *The Engineering of Large Dams*, © 1976; *Water Power Dam Construction* (6.2); C.D. Smith (6.6, 6.7); MMG Civil Engineering Systems Ltd (8.20); E. Mosonyi (9.12, 9.13, 12.17); International Institute for Land Reclamation and Improvement, the Netherlands (10.14, 10.15); Morgan-Grampian Book Publishing (11.1, 11.5); Delft Hydraulics (11.7); Macmillan (14.12); C.A.M. King (14.13); C. Sharpe (11.2).

# Lista de tablas

|     |  |     |
|-----|--|-----|
| 1.1 | Grandes presas: estadísticas del Registro Mundial  | 5   |
| 1.2 | Resumen del número de presas en el Reino Unido y Estados Unidos.                           | 6   |
| 1.3 | Presas más altas   | 7   |
| 1.4 | Presas con los mayores volúmenes   | 7   |
| 1.5 | Presas con la mayor capacidad de embalse   | 7   |
| 1.6 | Esfuerzos usuales en las cimentaciones; presas de 100 m de altura                          | 28  |
| 1.7 | Selección de la presa: características de cada tipo  | 30  |
| 2.1 | Características físicas representativas de los suelos                                      | 41  |
| 2.2 | Descripción de la consistencia de suelos arcillosos (BSI, 1981)                            | 46  |
| 2.3 | Ilustración de propiedades mecánicas para tipo de suelos seleccionados                     | 48  |
| 2.4 | Mecanismos de fallas de presas de relleno y medidas preventivas                            | 55  |
| 2.5 | Características de suelos para núcleos   | 62  |
| 2.6 | Propiedades mecánicas comunes para rellenos de tierra compactada                           | 62  |
| 2.7 | Guías para los factores de seguridad: análisis de estabilidad de esfuerzos efectivos       | 72  |
| 3.1 | Coeficientes de aceleración sísmica  | 100 |
| 3.2 | Factores de presión sísmica, $C_e$   | 101 |
| 3.3 | Combinaciones de cargas  | 103 |
| 3.4 | Valores de los parámetros de resistencia al corte  | 108 |
| 3.5 | Características de la resistencia al corte de la roca de cimentación                       | 108 |
| 3.6 | Ejemplos de degradación de la resistencia al corte   | 108 |
| 3.7 | Factores de fricción al corte recomendados, $F_{SF}$                                       | 111 |
| 3.8 | Comparación de los factores de estabilidad al deslizamiento; perfil de gravedad triangular | 113 |



|      |   |     |
|------|---|-----|
| 3.9  | Esfuerzos de compresión permisibles   | 117 |
| 3.10 | Valores ilustrativos del coeficiente, $K_0$   | 124 |
| 3.11 | Características del concreto para presas  | 141 |
| 3.12 | Características de los CCR para presas  | 145 |
| 4.1  | Creciente y oleajes estándares para embalses<br>por categoría de presas               | 157 |
| 7.1  | Desastres de presas mayores 1959-79   | 237 |
| 7.2  | Parámetros principales de monitoreo y su relación<br>con defectos posibles            | 241 |
| 7.3  | Frecuencias de monitoreo representativas  | 248 |
| 8.1  | Tipos de vertedero  | 277 |
| 9.1  | Gradiente de salida permisible para diversos<br>tipos de suelos                       | 308 |
| 9.2  | Factores de corrección para flujos sumergidos<br>(no modulares)                       | 315 |
| 9.3  | Valores de $\beta$ para flujo paralelo  | 327 |
| 10.1 | Tipos de flujo en la tubería de una alcantarilla                                      | 358 |
| 10.2 | Coeficiente de pérdida del puente, $K_B$  | 364 |
| 10.3 | Valores de $K$ en función de la forma de la pila                                      | 366 |
| 10.4 | Valores de $K_N$ y $K_A$  | 368 |
| 10.5 | Velocidades permisibles para resistir la erosión                                      | 370 |
| 10.6 | Intervalo de valores de $C$ para el flujo libre<br>sobre el terraplén                 | 371 |
| 10.7 | Factor de corrección, $f$ (flujos no modulares)                                       | 371 |
| 11.1 | Carga en vías navegables interiores:<br>carga anual transportada                      | 396 |
| 12.1 | Intervalo de valores $\phi$ , velocidades específicas y saltos                        | 432 |
| 12.2 | Información de $Q-H-N_s$  | 434 |
| 12.3 | Velocidades de embalamiento y variaciones<br>de salto aceptables                      | 434 |
| 12.4 | Valores críticos de sigma de planta, $\sigma_c$                                       | 436 |
| 13.1 | Tipos de bombas y sus aplicaciones  | 475 |
| 13.2 | Velocidades específicas para bombas rotodinámicas                                     | 476 |
| 14.1 | Factor $r$ para varias unidades de acorazamiento                                      | 534 |
| 14.2 | Valores de $K_D$ en la fórmula de Hudson (SPM):<br>sin daño y desbordamientos menores | 536 |
| 14.3 | Coeficientes de $K'_D$ y la porosidad para las<br>unidades de acorazamiento           | 537 |
| 15.1 | Factores de escala  | 576 |

# Lista de símbolos principales

|           |  |
|-----------|--|
| $a$       | constante, abertura de la compuerta, celeridad de la onda de presión, amplitud de la onda                            |
| $A$       | área de la sección transversal   |
| $b$       | ancho, ancho del canal, constante, longitud de la cresta de una onda   |
| $B$       | ancho superficial del agua   |
| $\bar{B}$ | coeficiente de presión de poros  |
| $c$       | cohesión aparente, coeficiente, constante, resistencia al corte unitaria, celeridad de la onda                       |
| $C$       | coeficiente de Chezy, coeficiente, concentración   |
| $C_d$     | coeficiente de descarga  |
| $C_D$     | coeficiente de arrastre  |
| $C_v$     | coeficiente de consolidación, coeficiente de velocidad   |
| $d$       | profundidad, diámetro, tamaño de partículas de sedimento   |
| $D$       | diámetro, desplazamiento de las embarcaciones  |
| $E$       | eficiencia del rastrillo (núcleo), energía, módulo de Young  |
| $e$       | pérdida de energía, espesor de la pared de la tubería  |
| $f$       | factor de corrección, frecuencia, función, factor de sedimentación de Lacey  |
| $F$       | factor de seguridad, luz, fuerza, función  |
| $F_D$     | fuerza de arrastre   |
| $Fr$      | número de Froude   |
| NSL       | nivel de suministro total  |
| $g$       | aceleración de la gravedad   |
| NA        | nivel del agua del terreno   |
| $h'$      | cabeza de presión de empuje  |
| $h$       | cabeza, sumersión de la bomba, elevación del nivel del agua por encima del nivel de la superficie en reposo, escalón |
| $H$       | energía total (cabeza), cabeza (de un vertedero, etc.), altura de la onda (terraplén)                                |
| $H_s$     | cabeza de filtración, altura significativa de la onda, ascenso estático  |
| NCA       | nivel de crecientes altas  |
| $i$       | gradiente hidráulico   |
| $I$       | afluencia, factor de influencia, momento de inercia  |

## Lista de símbolos principales

|       |  |
|-------|--|
| $k$   | coeficiente (de permeabilidad), rugosidad efectiva de la tubería, número de onda |
| $K$   | módulo volumétrico, conductividad de un canal, coeficiente                       |
| $K_c$ | número de Keulegan-Carpenter   |
| $l$   | longitud   |
| $L$   | longitud, longitud de onda   |
| $m$   | masa   |
| $m_v$ | coeficiente de compresibilidad volumétrica                                       |
| $M$   | momento  |
| $n$   | coeficiente de rugosidad de Manning  |
| $N$   | exponente hidráulica de velocidad en revoluciones por minuto                     |
| $N_d$ | número de incrementos de potencia en una red de flujo                            |
| $N_f$ | número de canales de flujo en una red de flujo                                   |
| $N_s$ | velocidad específica   |
| NNA   | nivel normal del agua  |
| $O$   | descarga   |
| $p$   | número de polos, intensidad de la presión  |
| $p_v$ | presión de vapor   |
| $P$   | fuerza, potencia, perímetro mojado   |
| $q$   | caudal específico  |
| $Q$   | caudal   |
| $Q_s$ | caudal de sedimentos   |
| $r$   | factor, radio  |
| $r_u$ | razón de presión de poros  |
| $R$   | radio hidráulico, resistencia, resultante, radio                                 |
| $Re$  | número de Reynolds   |
| $R_s$ | profundidad de socavación de régimen   |
| $S$   | resistencia al corte máxima, pendiente   |
| $S_c$ | pendiente crítica  |
| $S_f$ | pendiente de fricción  |
| $S_0$ | pendiente del lecho  |
| $Sh$  | número de Strouhal   |
| NAR   | nivel del agua en reposo   |
| $t$   | tiempo, espesor  |
| $T$   | sequía, tiempo, periodo de la onda   |
| $u$   | velocidad local (dirección $x$ )   |
| $u_w$ | presión de poros   |
| $U$   | velocidad del viento   |
| $U_*$ | velocidad de corte   |
| $v$   | velocidad (dirección $y$ )   |
| $V$   | velocidad media de la sección transversal, almacenamiento, volumen               |
| $V_c$ | velocidad crítica  |
| $w$   | contenido de humedad, velocidad (dirección $z$ )                                 |
| $w_s$ | velocidad de la caída de los sedimentos  |

|                  |  |
|------------------|--|
| $W$              | ancho de régimen, peso   |
| $x$              | distancia, coordenada $x$  |
| $y$              | profundidad de flujo, coordenada $y$   |
| $y'$             | profundidad del tanque amortiguador  |
| $y^+$            | profundidad del centro de la sección A   |
| $y_c$            | profundidad crítica  |
| $y_m$            | profundidad media ( $=A/B$ )   |
| $y_s$            | profundidad de socavación máxima (local), puesta a punto de la turbina   |
| $z$              | profundidad, elevación relativa al nivel de referencia, coordenada $z$   |
| $\alpha$         | ángulo, constante, coeficiente de energía (Coriolis), coeficiente (sísmico), ángulo de la cresta de la onda            |
| $\beta$          | ángulo, coeficiente de <i>momentum</i> (Boussinesq), pendiente, ángulo   |
| $\gamma$         | peso específico (unitario) ( $=\rho g$ )   |
| $\delta$         | espesor de la capa límite, asentamiento por deflexión  |
| $\delta'$        | espesor de la subcapa laminar  |
| $\Delta$         | densidad relativa del sedimento en el agua $[(\rho_s - \rho)/\rho]$  |
| $\varepsilon$    | deformación  |
| $\eta$           | coeficiente de reducción de área, eficiencia   |
| $\theta$         | ángulo, coeficiente de velocidad   |
| $\lambda$        | factor de fricción de Darcy-Weisbach, factor de transformación de la escala de la red de flujo                         |
| $\mu$            | viscosidad dinámica del agua   |
| $\nu$            | viscosidad cinemática del agua, relación de Poisson  |
| $\xi$            | coeficiente (pérdida de cabeza), parámetro   |
| $\rho$           | densidad del agua  |
| $\rho_s$         | densidad de la partícula de sedimento  |
| $\sigma$         | número de cavitación, relación de conductividad, coeficiente de seguridad, esfuerzo                                    |
| $\sigma_{1,2,3}$ | esfuerzos principales mayor, intermedio y menor  |
| $\sigma'$        | esfuerzo efectivo, coeficiente de seguridad  |
| $\tau$           | esfuerzo cortante, intervalo de tiempo   |
| $\tau_c$         | esfuerzo de corte crítico  |
| $\tau_0$         | esfuerzo de corte en la frontera   |
| $\phi$           | ángulo de resistencia al corte o fricción interna, función, parámetros de transporte de sedimento, factor de velocidad |
| $\psi$           | parámetro de flujo   |
| $\omega$         | velocidad angular (radianes $s^{-1}$ )   |

# **Parte uno**

## Ingeniería de presas

# Elementos **1** de ingeniería de presas

Una de las primeras y principales actividades de la ingeniería civil es la construcción de presas. Todas las grandes civilizaciones se han caracterizado por la construcción de embalses de almacenamiento para suplir sus necesidades, en las primeras épocas para satisfacer las demandas de irrigación surgidas del desarrollo y expansión de la agricultura organizada. Al operar en las condiciones de restricción impuestas por circunstancias locales, especialmente de clima y topografía, el poderío económico de las civilizaciones sucesivas estaba ligado a la experiencia y conocimientos en materia de ingeniería de recursos hidráulicos. La prosperidad, la salud y el progreso material se ligaron cada vez más a la habilidad de almacenar y conducir el agua.

En un contexto internacional, la utilización apropiada y oportuna de los recursos hidráulicos sigue siendo una de las contribuciones más vitales del ingeniero civil a la sociedad. La construcción de presas representa una inversión mayor en la infraestructura básica de todas las naciones. La tasa de finalización de la construcción de presas de todos los tamaños continúa en permanente expansión en muchísimos países, incluidas algunas de las naciones más industrializadas.

Cada presa es una estructura única. Independientemente de su tamaño y tipo, su respuesta a las cargas y su relación interactiva con la hidrología y geología del sitio son de gran complejidad. Por esto, y como reflejo de la naturaleza más o menos indeterminada de muchas de las variables de diseño más importantes, la ingeniería de presas no es una ciencia formal y definida. Tal como se practica, es una actividad de gran especialización que se nutre de muchas disciplinas científicas y las equilibra teniendo en cuenta un elemento bastante importante: el criterio ingenieril. Por tanto, la ingeniería de presas es un campo con grandes retos y esfuerzos.

## **1.1 Introducción**

### **1.2.1 FILOSOFÍA ESTRUCTURAL Y TIPOS GENÉRICOS DE PRESA**

El propósito principal de una presa puede definirse como el de proveer retención y almacenamiento de agua de una manera segura. Si los efectos de la sedimentación o limitaciones similares, dependientes del tiempo en su utilidad operacional, no se toman en cuenta, no hay un periodo de diseño estructural nominal para las presas. Como corolario de este hecho, cualquier presa debe representar una solución de diseño específica para las circunstancias del lugar. Por tanto, el diseño debe representar un

## **1.2 Perspectivas generales**



equilibrio óptimo entre las consideraciones técnicas locales y las económicas en el momento de la construcción.

Los embalses se pueden clasificar fácilmente de acuerdo con su propósito principal, es decir, irrigación, suministro de agua, generación hidroeléctrica, regulación de ríos, control de inundaciones, etc. Los tipos de presa son numerosos y su clasificación es, a menudo, definida con menor claridad. Dependiendo de los principales materiales de construcción utilizados, es posible hacer una amplia clasificación inicial en dos grupos.

1. Presas de relleno que se construyen con terraplenes de suelos o enrocados. Las pendientes de los paramentos aguas arriba y aguas abajo son similares y con un ángulo moderado, lo que produce una sección ancha y un volumen de construcción grande con respecto a su altura.
2. Presas de concreto que se construyen con concreto macizo. Los taludes de los paramentos son diferentes, en general muy fuertes aguas abajo y casi verticales aguas arriba. Estas presas tienen perfiles relativamente esbeltos según el tipo.

En el segundo grupo se incluyen también presas más antiguas, construidas en mampostería, del tipo estructural apropiado. Los principales tipos de presa incluidos dentro de los dos grupos genéricos se presentan en la tabla 1.1. Las características esenciales de cada grupo y tipo estructural se analizan con más detalle en las secciones 1.3 y 1.4.

Las presas de relleno son más numerosas debido a razones técnicas y económicas, y representan alrededor de 90% de todas las presas construidas. Son más antiguas y de concepción estructural más simple que incluso las primeras presas de mampostería; utilizan materiales disponibles localmente y sin tratamientos. A medida que fueron evolucionando, las presas de relleno fueron demostrando su adaptabilidad a una gran variedad de sitios y circunstancias. En contraste, las presas de concreto y sus predecesoras en mampostería son más exigentes en cuanto a las condiciones de cimentación (fundación). Históricamente, también han demostrado que dependen de habilidades de construcción más especializadas y costosas.

### 1.2.2 PERSPECTIVA ESTADÍSTICA

No existen estadísticas disponibles para confirmar el número total de presas en operación en el mundo. Los datos estadísticos precisos están restringidos a las presas 'grandes' inscritas en listas nacionales en el World Register of Dams (Registro Mundial de Presas) publicado por la ICOLD, International Commission on Large Dams (Comisión Internacional de Grandes Presas 1984, 1988 a),

La ICOLD es una organización no gubernamental muy influyente que representa aproximadamente 80 naciones constructoras de grandes presas. Su objetivo es promover e intercambiar ideas y experiencias en todas las áreas de diseño, construcción y operación de presas, así como en los tópicos ambientales relacionados. La ICOLD define las grandes presas como aquellas que exceden 15 m de altura o aquellas

**Tabla 1.1** Grandes presas: estadísticas del World Register (Registro Mundial) (ICOLD, 1984, 1988a)

| <i>Grupo</i>  | <i>Tipo</i>       | <i>Código<br/>ICOLD</i> | <i>Número</i> | <i>%</i> |
|---|-------------------|-------------------------|---------------|----------|
| Presas de relleno   | Relleno de tierra | TE                      | 28 845        | 82.9     |
|   | Enrocado          | ER                      |               |          |
| Presas de concreto<br>(incluyendo presas<br>en mampostería) | Gravedad          | PG                      | 3 953         | 11.3     |
|   | Arco              | VA                      | 1 527         | 4.4      |
|   | Contrafuerte      | CB                      | 337           | 1.0      |
|   | Arco múltiple     | MV                      | 136           | 0.4      |
| Total grandes presas<br>(ICOLD, 1984)                       |                   |                         | 34 798        |          |
| (ICOLD, 1988a)  |                   |                         | 36 235        |          |

presas entre 14 y 15 m de altura, que satisfagan algún otro criterio, como por ejemplo, que el volumen de almacenamiento sea mayor a  $1 \times 10^6 \text{ m}^3$  o que la capacidad de evacuación de crecientes sea mayor a  $2000 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , etc. El Registro Mundial ha identificado 36 235 grandes presas ya finalizadas o en construcción. De este total, el cual excluye presas de desechos de minería de uso industrial que se registran en forma separada, más de 19 000 pertenecen a China y 5459 se hallan en Estados Unidos. Esta información puede compararse con un total de 5196 grandes presas registradas en 1950.

Se han publicado muy pocos estimativos confiables acerca del número total de presas de todos los tamaños en cada nación. El número total estimado en el Reino Unido y en Estados Unidos, con base en encuestas nacionales, se presenta en la tabla 1.2, junto con la información sobre grandes presas en estos países. A partir de estas estadísticas se puede concluir de manera razonable que el número total de presas existentes en el mundo sobrepasa 300 000.

El rápido crecimiento en el número de grandes presas ha estado acompañado por un incremento progresivo en el tamaño de las presas y embalses más grandes. La magnitud física de los proyectos más grandes se manifiesta en las estadísticas de alturas, volúmenes y capacidad de almacenamiento que se presentan en las tablas 1.3, 1.4 y 1.5, respectivamente. Las presas de desechos de minería para usos industriales se excluyen de la tabla 1.4.

Al apreciar el incremento progresivo del número de grandes presas y el tamaño de la más grande, debe reconocerse que la gran mayoría de las presas nuevas constituye aún estructuras relativamente pequeñas. La mayoría está en el rango de 5-10 m. Las presas de relleno de tierra continúan siendo dominantes, pero han sido desplazadas por las de enrocado en las estructuras más grandes debido a que ofrecen varias ventajas.

Es importante reconocer también que actualmente, la mayoría de las presas más grandes ha debido construirse en sitios menos favorables y de acceso más difícil. Por razones obvias, en general los sitios más atractivos fueron explotados primero.

**Tabla 1.2** Resumen del número de presas en el Reino Unido y Estados Unidos

|                | <i>Grandes presas<br/>(ICOLD, 1988a)</i> | <i>Número total estimado de presas<br/>(encuestas nacionales)</i> |
|----------------|--|---|
| Reino Unido    | 535                                      | > 5 500   |
| Estados Unidos | 5 459                                    | > 68 000  |

Una buena porción de los sitios utilizados en la actualidad habrían sido rechazados en el pasado por razones económicas o aun por ser poco apropiados para una presa. La habilidad para construir con éxito sobre terrenos poco adecuados refleja los avances en el entendimiento de la geotecnia y la confianza en los procesos modernos de mejoramiento del terreno.

### 1.2.3 PERSPECTIVA HISTÓRICA

La historia de la construcción de presas se remonta en la antigüedad hasta las primeras civilizaciones del Medio Oriente y del Lejano Oriente. Innumerables pequeñas presas, invariables estructuras de rellenos simples, se construyeron para irrigación, por ejemplo en China, Japón, India y Sri Lanka. Algunas de estas primeras presas existen todavía.

Se considera que la presa conocida más antigua realmente importante es la construida en Sadd-el-Kafara, Egipto, aproximadamente en 2600 a. C. Consistía en una zona central rellena con material suelto, rodeada por espaldones de roca y con paramentos protegidos por mampostería ordinaria. La altura total de Sadd-el-Kafara era de 14 m. Se le abrió una brecha, tal vez como consecuencia de una inundación que la desbordó, luego de un periodo de servicio relativamente corto.

Las primeras civilizaciones construyeron un buen número de otras presas importantes en el Medio Oriente, especialmente en Iraq, Irán y Arabia Saudita. La presa de relleno de Marib, construida en Yemen en 750 a. C. para prestar servicio a un proyecto mayor de irrigación, es un caso que vale la pena destacar puesto que su altura total final era de 20 m. La primera presa de mampostería de importancia, Kesis Gölü (Norte) en Turquía de 10 m de altura data de este mismo periodo.

Más tarde, los romanos contribuyeron de manera significativa en el Medio Oriente y en los países que bordean el Mediterráneo. Un buen número de sus presas continúa en servicio y probablemente en ellos recae el crédito de adaptar por primera vez el principio del arco a la construcción de presas. La presa en arco de Baume, Francia, que tiene 12 m de altura y 18 de largo, fue terminada por los romanos en el siglo II d. C.

En el Lejano Oriente, la construcción de presas de importancia se remonta a 380 a. C. Las actividades se centraron, al principio, en Sri Lanka, donde un periodo trascendente de construcción de presas comenzó con la presa de relleno de Bas-sawak de 10 m de altura y culminó con las presas de relleno en Giritale y Kantalai (de 23 m y 20 m de altura, respectivamente) en 610 d. C. Los japoneses e indios

**Tabla 1.3** Presas más altas (tomado de Mermel, 1994)

| <i>Presa</i> | <i>País</i>                | <i>Tipo</i> | <i>Periodo</i>  | <i>Altura<br/>(m)</i> |
|--------------|----------------------------|-------------|-----------------|-----------------------|
| Nurek        | Antigua Unión<br>Soviética | TE          | 1980            | 300                   |
| Gran Dixence | Suiza                      | PG          | 1962            | 285                   |
| Inguri       | Antigua Unión<br>Soviética | VA          | 1980            | 272                   |
| Tehri        | India                      | TE-ER       | En construcción | 261                   |
| Chicoasén    | México                     | TE-ER       | 1980            | 261                   |

14 presas tienen más de 200 m de altura.

**Tabla 1.4** Presas con los mayores volúmenes (tomado de Mermel, 1994)

| <i>Presa</i> | <i>País</i>                | <i>Tipo</i> | <i>Altura<br/>(m)</i> | <i>Periodo</i>  | <i>Volumen<br/>(<math>\times 10^6 m^3</math>)</i> |
|--------------|----------------------------|-------------|-----------------------|-----------------|---|
| Kambaratinsk | Antigua Unión<br>Soviética | TE-ER       | 255                   | En construcción | 112.2   |
| Tarbela      | Pakistán                   | TE-ER       | 143                   | 1976            | 105.9   |
| Fort Peck    | EE. UU.                    | TE          | 76                    | 1937            | 96.1  |
| Tucurui      | Brasil                     | TE-ER-PG    | 106                   | 1984            | 85.2  |
| Ataturk      | Turquía                    | TE-ER       | 184                   | 1990            | 84.5  |

Excluyen las presas de desechos de minería. 19 presas tienen volúmenes mayores a  $50 \times 10^6 m^3$ .

**Tabla 1.5** Presas con la mayor capacidad de embalse (tomado de Mermel, 1994)

| <i>Presa</i> | <i>País</i>                | <i>Tipo</i> | <i>Altura<br/>(m)</i> | <i>Periodo</i> | <i>Capacidad<br/>del embalse<br/>(<math>\times 10^9 m^3</math>)</i> |
|--------------|----------------------------|-------------|-----------------------|----------------|---|
| Owen Falls   | Uganda                     | PG          | 31                    | 1954           | 2700.0 <sup>a</sup>   |
| Kakhovskaya  | Antigua Unión<br>Soviética | TE-PG       | 37                    | 1955           | 182.0   |
| Kariba       | Zimbabwe-<br>Zambia        | VA          | 128                   | 1959           | 180.6   |
| Bratsk       | Antigua Unión<br>Soviética | TE-PG       | 125                   | 1964           | 169.3   |
| Aswan (Alto) | Egipto                     | TE-ER       | 111                   | 1970           | 168.9   |

19 embalses tienen una capacidad de almacenamiento mayor a  $50 \times 10^9 m^3$ .

<sup>a</sup> La mayor parte representa la capacidad natural del lago.

acometieron la construcción de presas mayores en 750 d. C. e hicieron contribuciones sobresalientes en los primeros desarrollos de presas de tierra.

En el periodo posterior a 1000 d. C., se propagó la actividad de construcción de presas, con un crecimiento rápido en la altura de las presas y en la audacia de sus concepciones. Particularmente notoria fue la construcción de un conjunto de presas de gravedad de mampostería en Irán, y la extraordinaria presa Sultan Mahmud de 31 m en Afganistán que data también de esta época. En los años posteriores comenzó en forma más seria la construcción de presas en muchas partes de Europa, como, por ejemplo, la presa de relleno de 6 m de altura en Alresford, Gran Bretaña, y la de 10 m de altura en Mittlerer Pfauen, Alemania (c. 1298) y en Dvořiště, Checoslovaquia (c. 1367).

La construcción de presas en mampostería en España en el siglo XVI avanzó considerablemente. La magnífica presa de gravedad de Tibi con 42 m de altura se concluyó en 1594 y le siguió un grupo importante de estructuras de mampostería. La presa de arco de Elche, con 23 m de altura y 120 m de longitud, finalizada en 1640, es también de mérito particular. Debido a la expansión rápida del Imperio español, su experiencia en construcción de presas se exportó a América Central y del Sur. Como un caso representativo de su amplitud de visión y su habilidad para planear y movilizar recursos, la actividad de minería de metales centralizada en Potosí (Bolivia) era, a mediados del siglo XVII, abastecida por un grupo de 32 embalses.

Durante el periodo de 1700 a 1800 la ciencia de construcción de presas avanzó en forma más o menos lenta. Los albores de la primera Revolución Industrial y de la era del canal dieron un ímpetu considerable a la construcción de presas de relleno en Gran Bretaña y Europa occidental en el periodo iniciado hacia 1780. Se continuó con el diseño basado en la combinación de reglas empíricas y experiencia probada. A pesar de la ausencia de métodos racionales de diseño, las presas se incrementaron permanentemente en tamaño. Por ejemplo, la presa de relleno en Entwistle, culminada en Inglaterra en 1838, fue la primera de su tipo en exceder 30 m de altura. En el siglo XIX, los ingenieros británicos avanzaron y desarrollaron el diseño y construcción de presas de tierra con muchísimo éxito. Entre los proyectos sobresalientes en el Reino Unido está una serie de siete presas en Longdendale, construidas entre 1854 y 1877, y muchas grandes estructuras similares en la India y otros lugares en todo el mundo.

Los análisis racionales para presas en mampostería se desarrollaron y refinaron en varios países, en especial en Francia, Gran Bretaña y Estados Unidos, desde aproximadamente 1865. El diseño de presas de relleno continuó siendo muy empírico por un tiempo más largo. Los avances en la construcción de terraplenes contaron con la aparición de la teoría moderna de la mecánica de los suelos en el periodo posterior a 1930. Los progresos subsiguientes han sido de relativa rapidez y los mayores avances han sido consecuencia de los adelantos en el entendimiento del comportamiento de los enrocados y de los rellenos de tierra y de la introducción de equipos modernos de gran capacidad para el movimiento de tierras. En el mismo periodo, en parte como consecuencia de grandes desastres, se estableció la importancia vital que para la ingeniería de presas tenían las disciplinas interrelacionadas de mecánica de suelos, mecánica de rocas e ingeniería geológica.



Las técnicas analíticas también han progresado con celeridad en los años recientes, específicamente por el desarrollo del refinado y potente método de los elementos finitos (MEF), que actualmente se utiliza en los análisis más avanzados de todo tipo de presas. A su vez, la aplicación del sofisticado análisis de elementos finitos, ha contado con la amplia disponibilidad y capacidad de los computadores modernos. Sin embargo, aún existen limitaciones para la aplicación de dicho método, las cuales surgen en esencia de la complejidad de la respuesta a la carga de todos los materiales utilizados en la construcción de presas. Tales limitaciones se estudiarán con más detalle en los capítulos 2 y 3.

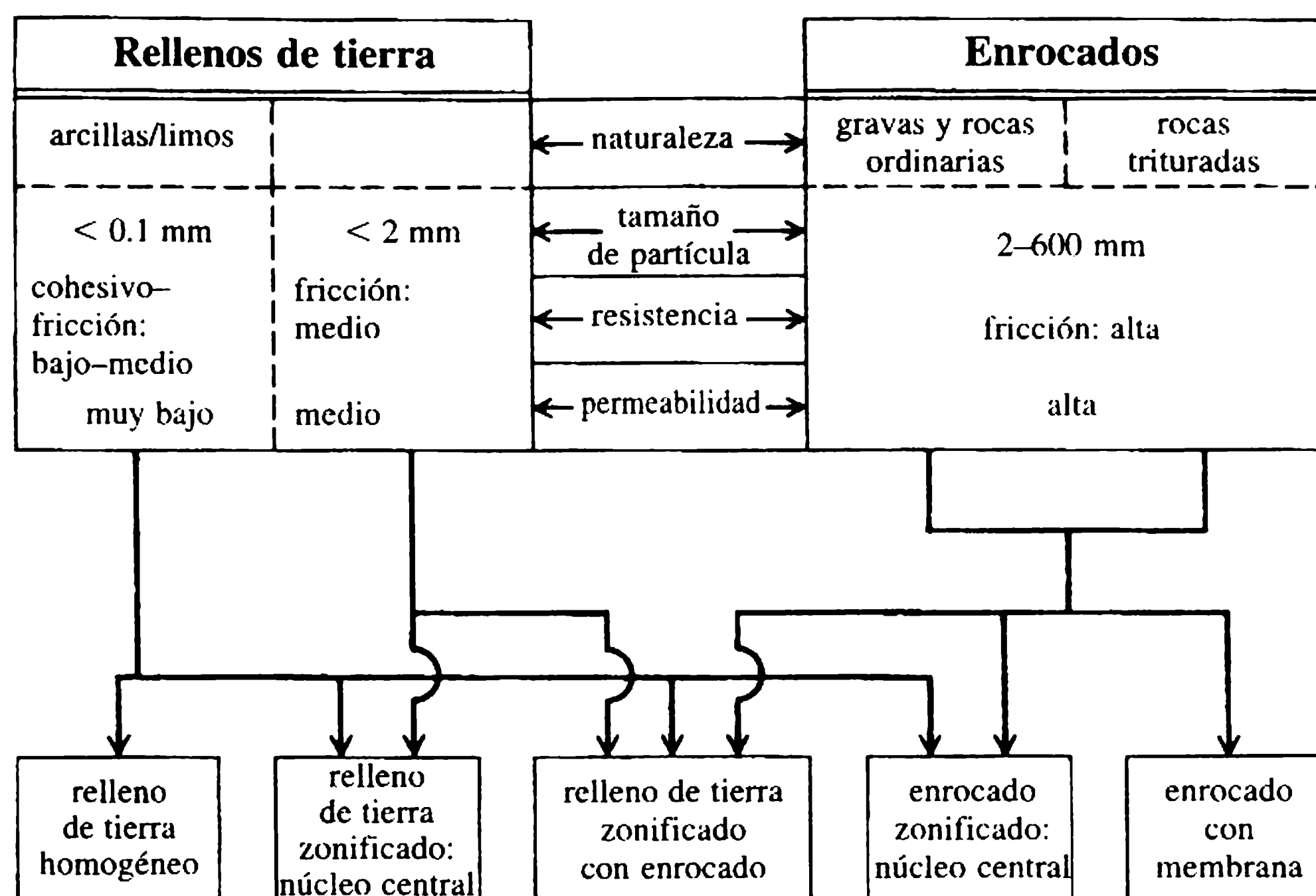
Dado que una revisión más amplia de la historia de las presas sale del alcance de este texto, se recomienda la extensa revisión histórica internacional sobre el tema, la cual comienza en las primeras épocas, publicada por Smith (1971) o la de Schnitter (1994). La historia preparada por la International Commission on Irrigation and Drainage (Comisión Internacional de Drenaje e Irrigación) (Garbrecht, 1987) proporciona descripciones particularmente detalladas de las primeras presas en el Medio Oriente y Europa central; el texto también incluye una revisión muy útil del desarrollo de las presas en Gran Bretaña. Recuentos con más detalle y amplitud de las primeras presas en Gran Bretaña y de las construidas en el siglo XIX por ingenieros eminentes del mismo periodo están publicados en Binnie (1987a) y Binnie (1981), respectivamente. Este último libro da explicaciones muy valiosas sobre el razonamiento que subyace tras algunos aspectos de diseño para muchas de las presas de relleno más antiguas.

### 1.3 Tipos y características de presas de relleno

Las presas de relleno pueden definirse como una presa construida a partir de materiales naturales excavados u obtenidos en los alrededores. Los materiales disponibles se utilizan para sacar el mejor provecho de sus características como volumen de relleno de ingeniería en las diversas zonas dentro de la sección de la presa. Los materiales naturales de relleno se colocan y se compactan sin la adición de ningún agente ligador, utilizando una planta mecánica de gran capacidad. En consecuencia, la construcción de los terraplenes es un proceso casi continuo y bastante mecanizado, que utiliza intensivamente equipos pero no mano de obra.

Como se indicó en la sección 1.2.1, las presas de relleno pueden clasificarse en términos generales, como presas de relleno de tierra o de enrocado. La división entre estas dos variantes no es absoluta, muchas presas utilizan materiales de relleno de ambos tipos dentro de zonas internas apropiadamente designadas. La relación conceptual entre materiales de relleno de tierra y de enrocado, empleada en presas de relleno, se ilustra en la figura 1.1. Las presas de relleno secundarias y una pequeña minoría de las más grandes pueden emplear una sección homogénea, pero en la mayoría de los casos se emplea una zona o un núcleo impermeable, combinado con espaldones de soporte que pueden ser de un material de relativa permeabilidad. El propósito de estos últimos es totalmente estructural, para proporcionar estabilidad al material impermeable y a la sección como un todo.



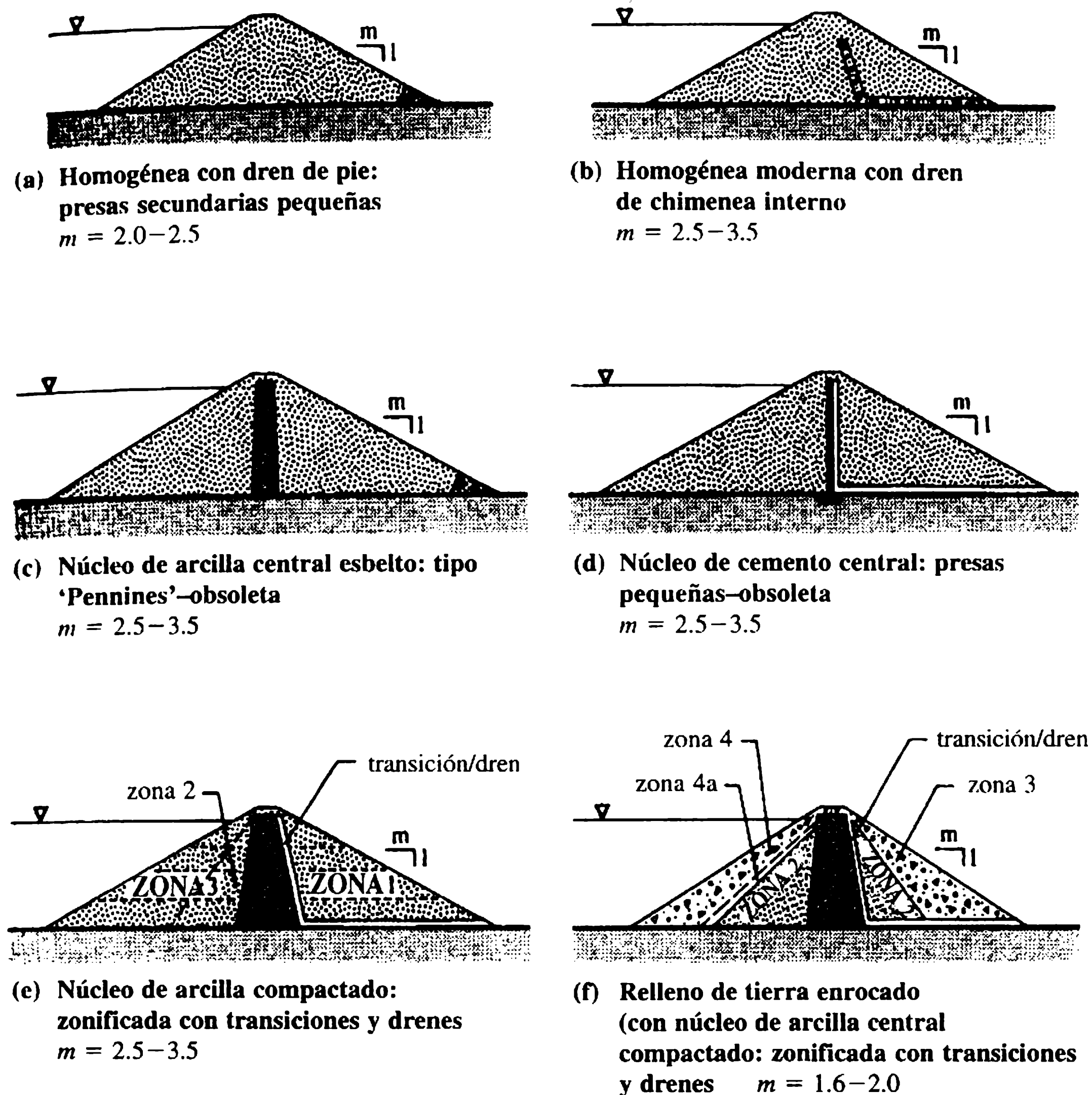


**Figura 1.1** Rellenos de tierra y enrocados en la construcción de presas.

Las presas de relleno pueden ser de muchos tipos, según cómo se utilicen los materiales disponibles. La clasificación inicial de relleno de tierra o enrocado suministra una base conveniente para considerar las principales variantes empleadas.

1. *Presas de relleno de tierra.* Una presa puede denominarse de relleno de tierra si los suelos compactados representan más de 50% del volumen colocado de material. Una presa de relleno de tierra se construye principalmente con suelos seleccionados cuidadosamente para la ingeniería, de compactación uniforme e intensiva en capas más o menos delgadas y con un contenido de humedad controlada. Secciones esquemáticas de algunas de las variantes más comunes de este tipo de presas se presentan en la figura 1.2.
2. *Presas de enrocado.* La sección de las presas de enrocado incluye un elemento impermeable discreto de relleno de tierra compactada, concreto esbelto o una membrana bituminosa. La designación como “presa de enrocado” es apropiada cuando más de 50% del material de relleno se pueda clasificar como roca, es decir, material friccional de granulometría gruesa. La práctica moderna es especificar un enrocado bien graduado, de alta compactación en capas más bien delgadas mediante un equipo pesado. En esencia, el método de construcción es, por tanto, similar al de una presa de relleno de tierra.

Los términos presa de “enrocado zonificado” o presa de “relleno de tierra-enrocado” se utilizan para describir presas de enrocado que incorporan zonas relativamente anchas de material impermeable de relleno de tierra compactado. Las presas de enrocado que emplean una membrana delgada aguas arriba, concreto reforzado u otros materiales no naturales se denominan “presas de enrocado con cubierta”.

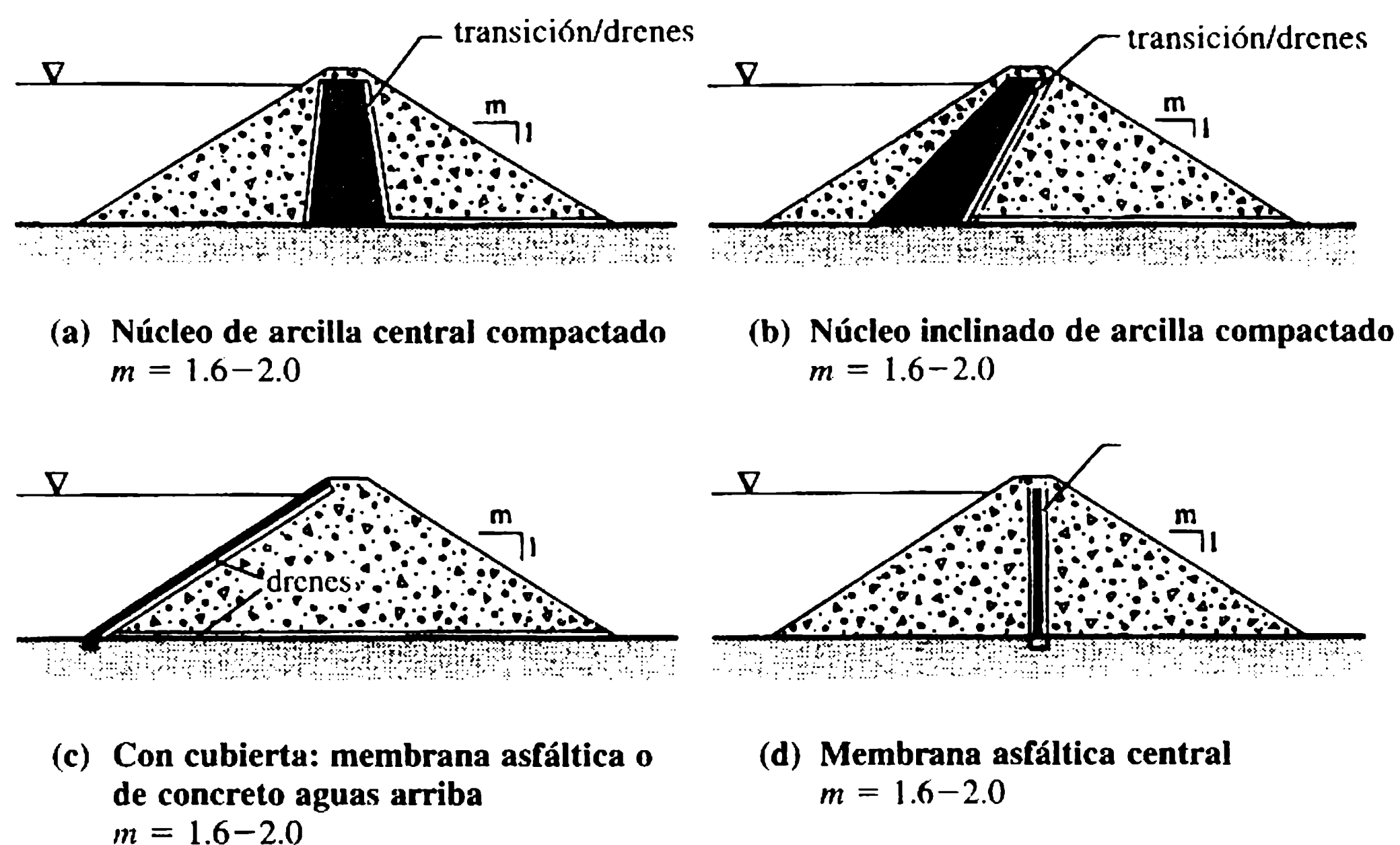


**Figura 1.2** Principales variantes de presas de relleno de tierra y relleno de tierra-enrocado (sólo se indican los valores  $m$ ).

Secciones representativas de diferentes tipos de presas de enrocado se presentan en la figura 1.3. Se deben comparar con los perfiles geométricos representativos indicados en las secciones de las figuras 1.2 y 1.3. El ahorro en la cantidad de relleno enrocado por utilizar en una presa de altura dada es considerable, lo cual se debe a la naturaleza de fricción del enrocado que causa una resistencia al corte relativamente grande y por la alta permeabilidad, que implica la virtual eliminación de problemas de presión de agua en los poros.

Las variantes de presas de relleno de tierra y de enrocado que se emplean en la práctica son demasiado numerosas para identificarlas todas individualmente. Las más importantes se analizan con más detalle en las secciones correspondientes del capítulo 2.

Las presas de relleno poseen muchos méritos sobresalientes que se combinan para asegurar su dominio como tipo genérico. Los más importantes pueden sintetizarse de la siguiente manera:



**Figura 1.3** Principales variantes de presas de enrocado (sólo se indican los valores  $m$ ).

1. su conveniencia en todo tipo de sitios, desde valles anchos hasta cañones con laderas relativamente pendientes;
2. su adaptabilidad a un rango amplio de condiciones de cimentación: desde rocas competentes hasta suelos blandos y compresibles o formaciones de suelos relativamente permeables;
3. el uso de materiales naturales, minimizando la necesidad de importar o transportar al sitio grandes cantidades de material procesado o cemento;
4. siempre y cuando se satisfagan los criterios esenciales, el diseño es flexible en extremo y se acomoda con facilidad a diferentes materiales de relleno, por ejemplo, en tierra y/o enrocados, si se zonifican apropiadamente en su interior;
5. el proceso de construcción es de gran mecanización y continuo;
6. principalmente como consecuencia del ítem anterior, los costos unitarios en términos reales de los rellenos de tierra y enrocados se han incrementado con mayor lentitud que los del concreto macizo;
7. si se diseñan apropiadamente, las presas de relleno pueden acomodarse en forma segura a un grado apreciable de asentamiento-deformación sin exponerse a fraccionamientos serios y posibles fallas.

Las desventajas relativas de las presas de relleno son pocas. La más importante incluye su inherente gran susceptibilidad al daño o la destrucción por rebose, por lo que es necesario asegurar el alivio de las inundaciones mediante un vertedero separado, y la vulnerabilidad a filtraciones ocultas y la erosión interna de la presa o su cimentación. En Sherard *et al.* (1963), Thomas (1976), Golzé (1977) y Fell, MacGregor y Stapledon (1992) se ilustran y describen ejemplos de tipos alternativos de presas de relleno.

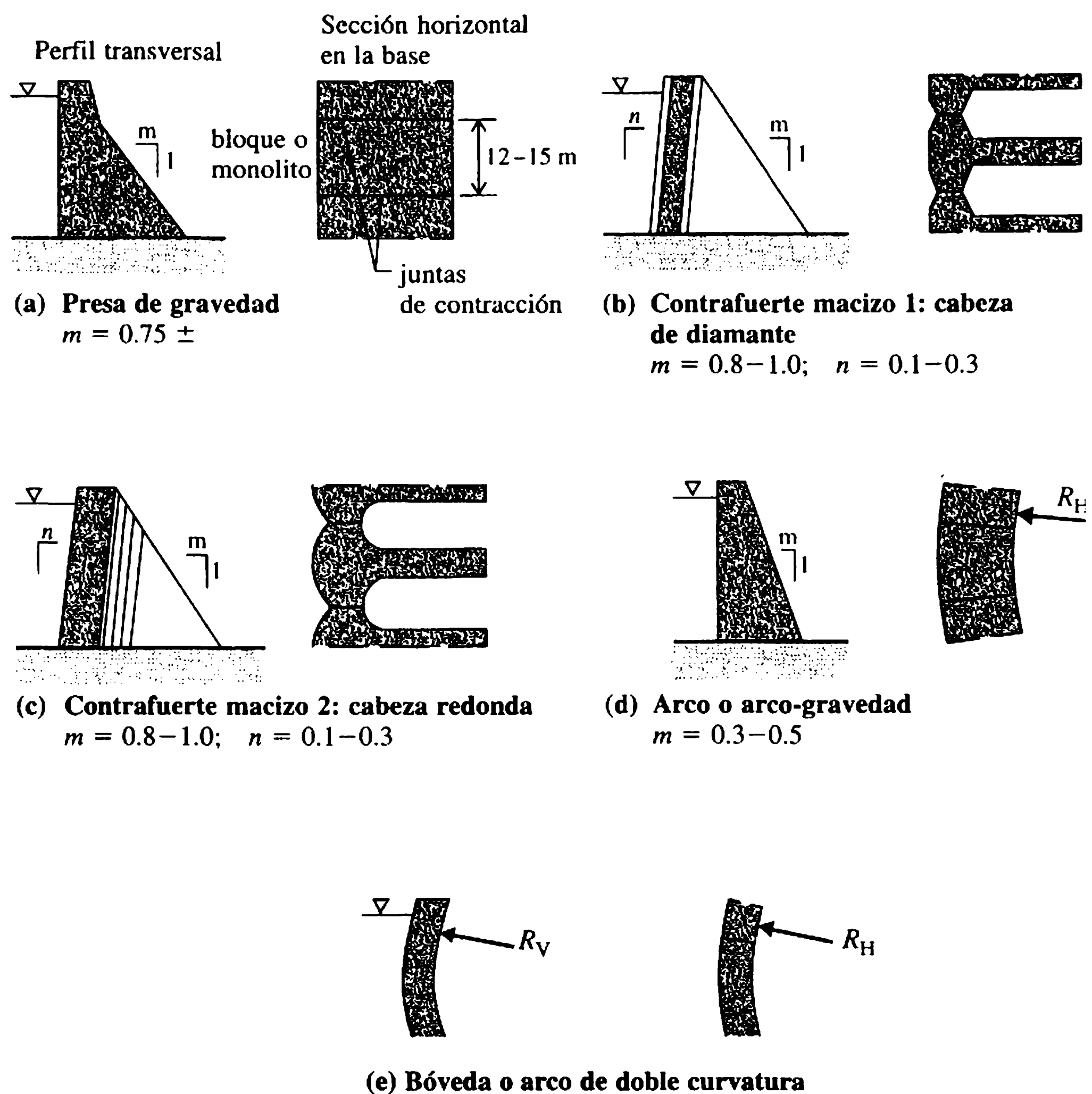
## 1.4 Tipos y características de presas de concreto

En muchas de las primeras presas se empleó con éxito la mampostería ordinaria o mampostería al azar. En la segunda parte del siglo XIX, la mampostería se utilizó en la construcción de presas altas de acuerdo con los primeros criterios racionales de diseño. La mampostería ciclópea (es decir de piedras hasta de 10 t de masa individual mezcladas en un mortero) se utilizó generalmente con mampostería ordinaria en las caras por su durabilidad y apariencia (Binnie, 1987b).

Como se muestra en la figura 1.4(a) el concreto macizo, en un principio sin la construcción de juntas transversales de contracción, empezó a desplazar el uso de la mampostería en la construcción de grandes presas que no fueran de relleno, alrededor de 1900, por razones económicas y también por las facilidades en la construcción de perfiles más complejos como el arco. Los primeros concretos utilizados empleaban grandes piedras como “áridos gruesos” (mampostería ciclópea). Desde 1950, el concreto utilizado incorporó cada vez más aditivos minerales como cenizas pulverizadas o escoria para intentar reducir problemas térmicos y disminuir los crecientes costos.

Las principales variantes de presas modernas de concreto se definen a continuación.

1. *Presas de gravedad.* Una presa de gravedad depende por completo de su propio peso para su estabilidad. Su perfil es en esencial triangular, con la geometría que se indica en el esquema en la figura 1.4(a), para asegurar estabilidad y evitar esfuerzos excesivos en la presa o su cimentación. Algunas presas de gravedad son ligeramente curvas por razones estéticas o de otro tipo, sin confiar en la acción del arco para su estabilidad. Cuando se introduce deliberadamente un pequeño grado de acción de arco en el diseño, permitiendo un perfil mucho más delgado, debe emplearse el término de presa de arco-gravedad.
2. *Presas de contrafuerte.* El concepto estructural de las presas de contrafuerte consiste en un paramento continuo aguas arriba soportado a intervalos regulares por un contrafuerte aguas abajo. Las presas de contrafuerte macizo o de cabeza sólida, como se ilustra en las figuras 1.4(b) y 1.4(c), son las variantes modernas más notables de este tipo y, para propósitos conceptuales, pueden considerarse como una versión aligerada de la presa de gravedad.
3. *Presas de arco.* Las presas de arco tienen una considerable curvatura aguas arriba. Estructuralmente trabajan como un arco horizontal, transmitiendo la mayor parte de la carga de agua a los estribos o laderas del valle y no al lecho del valle. Un arco relativamente simple, es decir, sólo con curvatura horizontal y un radio constante aguas arriba, se muestra en la figura 1.4(d). En términos estructurales es más eficiente que las presas de gravedad o las de contrafuerte, al reducir de manera considerable el volumen de concreto requerido. Una derivación particular de la presa de arco simple es la presa de bóveda o arco de doble curvatura [figura 1.4(e)]. La presa de bóveda emplea curvaturas complejas tanto en los planos verticales como en los horizontales. Es la más sofisticada de las presas de concreto y su estructura es en esencia un domo o concha, sumamente económica en concreto. La estabilidad de los estribos es importante para la integridad estructural y la seguridad, tanto para la bóveda como para el arco simple.



**Figura 1.4** Principales variantes de las presas de concreto (sólo se indican los valores de  $m$  y  $n$ ;  $R_H$  y  $R_V$  pueden variar a través de los paramentos de la presa).

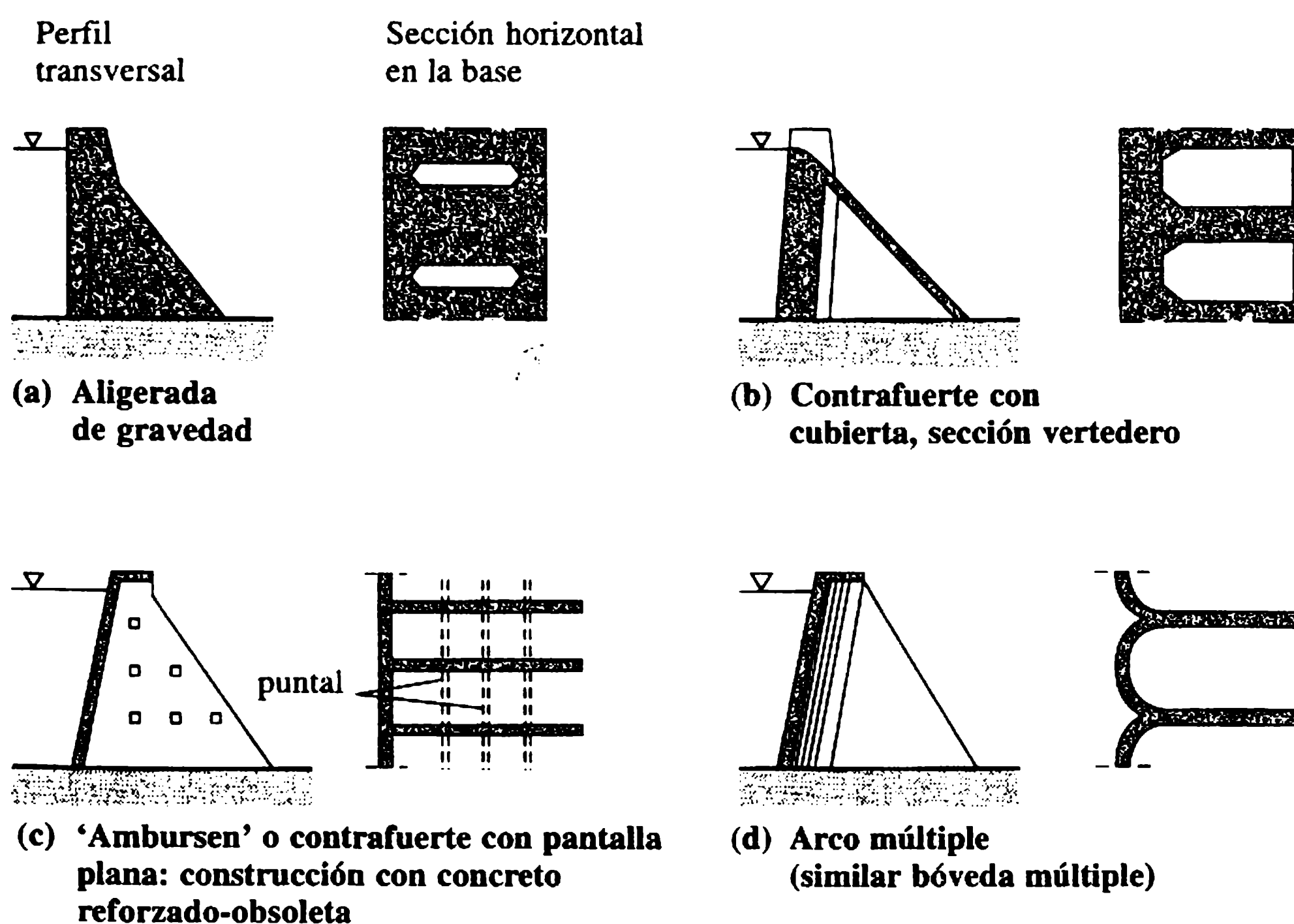
4. *Otras presas de concreto.* Un gran número de variantes menos comunes de los tipos mayores de presas de concreto se muestra en la figura 1.4. En la figura 1.5 se incluyen la presa de gravedad aligerada, contrafuerte con cubierta, arco múltiple y bóvedas múltiples. Los nombres son autoexplicativos, y su parentesco estructural como derivaciones de alguno de los otros tipos principales es evidente a partir de las figuras. Teniendo en cuenta esto y que son relativamente escasas, estas variantes no se considerarán en este texto.

Las características de las presas de concreto se resumen a continuación teniendo en cuenta los tipos principales, es decir, presas de gravedad, de contrafuerte macizo y de arco o bóveda. Algunas características son compartidas por todos o la mayoría de estos tipos; sin embargo, muchas son específicas a las variantes particulares. Entre las ventajas que comparten la mayoría de las presas de concreto están las siguientes:



1. Exceptuando las presas de arco y bóveda, las presas de concreto son apropiadas para valles tanto de topografía ancha como angosta, siempre y cuando se tenga una roca competente de cimentación que sea accesible y a una profundidad moderada ( $< 5$  m).
2. Las presas de concreto no son sensibles a los reboses debido a condiciones extremas de inundaciones (en contraste con las presas de relleno).
3. Como corolario al segundo punto, todas las presas de concreto pueden acomodar un vertedero de cresta, si es necesario en toda su longitud, siempre y cuando se tomen medidas para controlar la erosión aguas abajo y la posible socavación bajo la presa. Por tanto, se evita el costo de un vertedero y un canal separados.
4. Las tuberías de salida, las válvulas y otras obras complementarias se pueden albergar de manera fácil y segura en cámaras o galerías dentro de la presa.
5. La habilidad inherente para soportar perturbaciones sísmicas sin colapsos catastróficos es generalmente alta.

Las características específicas de cada tipo se determinan, en gran medida, por las diferencias en el *modo de operación* estructural asociado con las variantes de las presas de concreto. En el caso de las presas de gravedad y de contrafuerte, por ejemplo, la respuesta estructural dominante es la acción vertical como voladizo. La reducida área de contacto aguas abajo de las presas de contrafuerte impone esfuerzos locales significativamente más altos sobre las cimentaciones que para una estructura de gravedad equivalente. En consecuencia, una característica de las presas de contrafuerte es ser más exigentes en la calidad requerida de la roca de cimentación subyacente.



**Figura 1.5** Variantes adicionales de presas de concreto.

El comportamiento estructural de las variantes más sofisticadas de arco y bóveda de una presa de concreto es predominantemente una acción de arco, con acción secundaria vertical de voladizo. Este tipo de presas depende en su totalidad de la integridad de la roca de los estribos y de su capacidad de resistir los empujes del arco sin deformaciones excesivas. En consecuencia, es característico que las presas de arco y bóveda sean consideradas apropiadas sólo en una minoría de sitios, valles más o menos angostos, de altas pendientes o cañones, es decir, sitios con una relación ancho-alto a nivel de la cresta de la presa que en general no exceda la relación 4-5.

Una comparación de las características generales de las presas de concreto y las presas de relleno sugiere las siguientes desventajas para las primeras.

1. Las presas de concreto son relativamente exigentes con respecto a las condiciones de cimentación y requieren rocas firmes.
2. Las presas de concreto requieren materiales naturales procesados de calidad y cantidad apropiadas para el agregado, además, transportar al sitio y almacenar cemento y otros materiales.
3. La construcción tradicional en concreto macizo es relativamente lenta, intensiva en mano de obra y discontinua, y requiere ciertas habilidades, por ejemplo, encofrado y mezcla del concreto.
4. Los costos unitarios totales para las presas de concreto macizo, por ejemplo, el costo por metro cúbico, son mucho más altos que en las de relleno. Aunque los volúmenes de concreto que se requieren en una presa de una altura dada son mucho menores, estos costos rara vez se equilibran.

Una evaluación de las características generalizadas, considerando las figuras 1.3 y 1.4, sugiere unas conclusiones adicionales sobre las ventajas de las presas de relleno y las de concreto. Sin embargo, deben tenerse en cuenta las limitaciones de las generalizaciones sobre los méritos de uno y otro tipo. Se debe mantener la mente abierta al considerar las diferentes posibilidades de tipos de presa en un sitio específico y la evaluación debe dar un valor apropiado a las circunstancias locales. Aparte de las consideraciones económicas, otros factores que no son de ingeniería pueden ser de importancia, como se planteará en la sección 1.6.

Las variantes de presas de concreto ilustradas y sus méritos se comparan en forma más amplia con las presas de relleno en Thomas (1976), Golzé (1977) y USBR (United States Bureau of Reclamation) (1987).

### **1.5 Vertederos, desagües y obras complementarias**

Las presas requieren ciertas estructuras e instalaciones complementarias para realizar sus funciones operacionales en forma segura y efectiva. En particular, debe tenerse en cuenta el paso seguro de las crecientes extremas, el vaciado controlado y la descarga de agua en cumplimiento de los propósitos del embalse. Los vertederos y las obras complementarias son, por tanto, obras esenciales. Otras instalaciones complementarias se incorporan cuando sea necesario para el propósito de la presa y de acuerdo con su tipo.

En esta sección se identifican y se describen brevemente las estructuras y obras complementarias más importantes asociadas con las presas y sus embalses. De esta manera, servirá como introducción a los capítulos siguientes que tratan el diseño de las presas (capítulos 2 y 3), vertederos y desagües (capítulo 4), disipadores de energía (capítulo 5) y compuertas y válvulas (capítulo 6).

Las medidas para la descarga permanente de las inundaciones y las obras de desagüe para la desviación de los ríos durante la construcción pueden tener dificultades técnicas y, por consiguiente, ser costosas.

### 1.5.1 VERTEDEROS

El propósito de un vertedero es pasar el agua de las inundaciones de una manera segura aguas abajo cuando el embalse está lleno. Tiene dos componentes principales: el vertedero de control y el canal del vertedero, cuyo propósito es conducir los canales de inundación de una manera segura aguas abajo de la presa. Puede incorporar un cuenco amortiguador o cualquier otra estructura de disipación de energía. La capacidad del vertedero debe acomodar la inundación máxima de diseño, el nivel del vertedero estará determinado por el máximo nivel de retención de la presa, es decir, el máximo nivel normal de agua (NNA).

De ordinario, los vertederos son libres, es decir, funcionan automáticamente cuando el agua se eleva por encima del nivel normal de agua, pero pueden controlarse mediante compuertas. En algunos casos se proporciona una capacidad adicional de vertedero de emergencia mediante un tapón fusible, es decir, una orilla erosionable subsidiaria diseñada para ser arrastrada por el agua cuando se alcance un nivel de inundación extremo predeterminado. Se pueden prever alternativas de emergencia, consistentes en compuertas giratorias diseñadas para ser volteadas por la presión hidrostática en condiciones de crecientes extremas. Casi siempre las presas de concreto incorporan un vertedero de cresta o de caída libre, pero las presas de relleno en general requieren una estructura de vertedero de pozo independiente o un canal lateral adyacente a la presa.

### 1.5.2 OBRAS DE DESAGÜE

Las estructuras de desagüe controlado se requieren para permitir la evacuación del agua cuando operacionalmente sea necesario. Se debe tener en cuenta la necesidad de acomodar todas las obras de tuberías y la tubería forzada con sus válvulas y compuertas de regulación asociadas. Estos dispositivos pueden acomodarse con facilidad dentro de una presa de concreto, como se anotó en la sección 1.4. Para presas de relleno es una práctica normal proveer una estructura de control externa o torre de válvulas, que puede estar bastante separada de la presa, para controlar la entrada a un túnel de desagüe o a una alcantarilla.



En la mayoría de las presas una descarga de fondo proporciona una medida adicional de control y, cuando sea posible, permitirá el vaciado del embalse. Una descarga de fondo debe tener una capacidad tan alta como sea factible. En la mayoría de los casos es necesario utilizar válvulas especiales de desagüe y/o estructuras para evitar posibles daños al lecho de la corriente y a las orillas aguas abajo de la presa.

### 1.5.3 DESVIACIÓN DE RÍOS

Esta medida es necesaria para permitir que la construcción se ejecute en condiciones secas. El túnel de desagüe puede adaptarse temporalmente para dicho propósito durante la construcción, y después emplearse como una estructura de descarga cuando la presa esté completa. Si no existe tal túnel de capacidad adecuada, es necesario tomar medidas alternativas adicionales, que pueden involucrar la construcción de ataguías temporales aguas arriba o aguas abajo o, en el caso de presas de concreto, omitir un bloque para dejar una brecha temporal o túnel a través de la estructura.

### 1.5.4 RASTRILLOS

Las infiltraciones por debajo y por los costados de una presa deben controlarse. Esto se logra mediante la construcción de un rastrillo (trinchera) por debajo de la estructura, el cual puede ser continuado si es necesario, en cualquiera de los costados. En general, los rastrillos en las presas de relleno se forman con dentellones anchos rellenos con arcilla compactada, si un estrato impermeable yace a profundidades moderadas, o con inyecciones a profundidades más grandes. Los rastrillos con pantallas de inyección se forman usualmente en la cimentación de roca bajo presas de concreto.

### 1.5.5 DRENAJE INTERNO

En el interior de cualquier presa siempre se presentan infiltraciones. Los flujos de infiltración y sus presiones internas resultantes deben dirigirse y controlarse. Los sistemas de drenaje interno para este propósito son un aspecto esencial de todas las presas modernas. En las presas de relleno, el drenaje se efectúa mediante zonas permeables localizadas apropiadamente, las cuales conducen a tapices de drenaje horizontales o desagües. En las presas de concreto se forman drenajes verticales en el interior del paramento de aguas arriba, y la presión de filtración se alivia en una galería interna o en un desagüe de drenaje. En el caso de presas de arco, las presiones de infiltración en la roca de los estribos se alivian con frecuencia por sistemas de drenajes perforados y/o ventanas de drenaje o túneles.

### 1.5.6 GALERÍAS INTERNAS Y POZOS

Además de funcionar como drenajes longitudinales para efectuar el control local de infiltración, las galerías y los pozos se utilizan como medios para permitir la inspección interna, particularmente en presas de concreto. Las galerías, los pozos y cualquier cámara asociada para colocar las válvulas o compuertas de descarga también pueden utilizarse para acomodar instrumentación con propósitos de monitoreo estructural y de vigilancia (capítulo 7).

Las estructuras complementarias y aspectos de diseños referidos serán tratados y descritos más adelante en los capítulos siguientes. Ilustraciones adicionales de estos trabajos complementarios también pueden encontrarse en Thomas (1976), Sherard *et al.* (1963), USBR (1987), Fell, MacGregor y Stapledon (1992) y Kennard, Owens y Reader (1996).

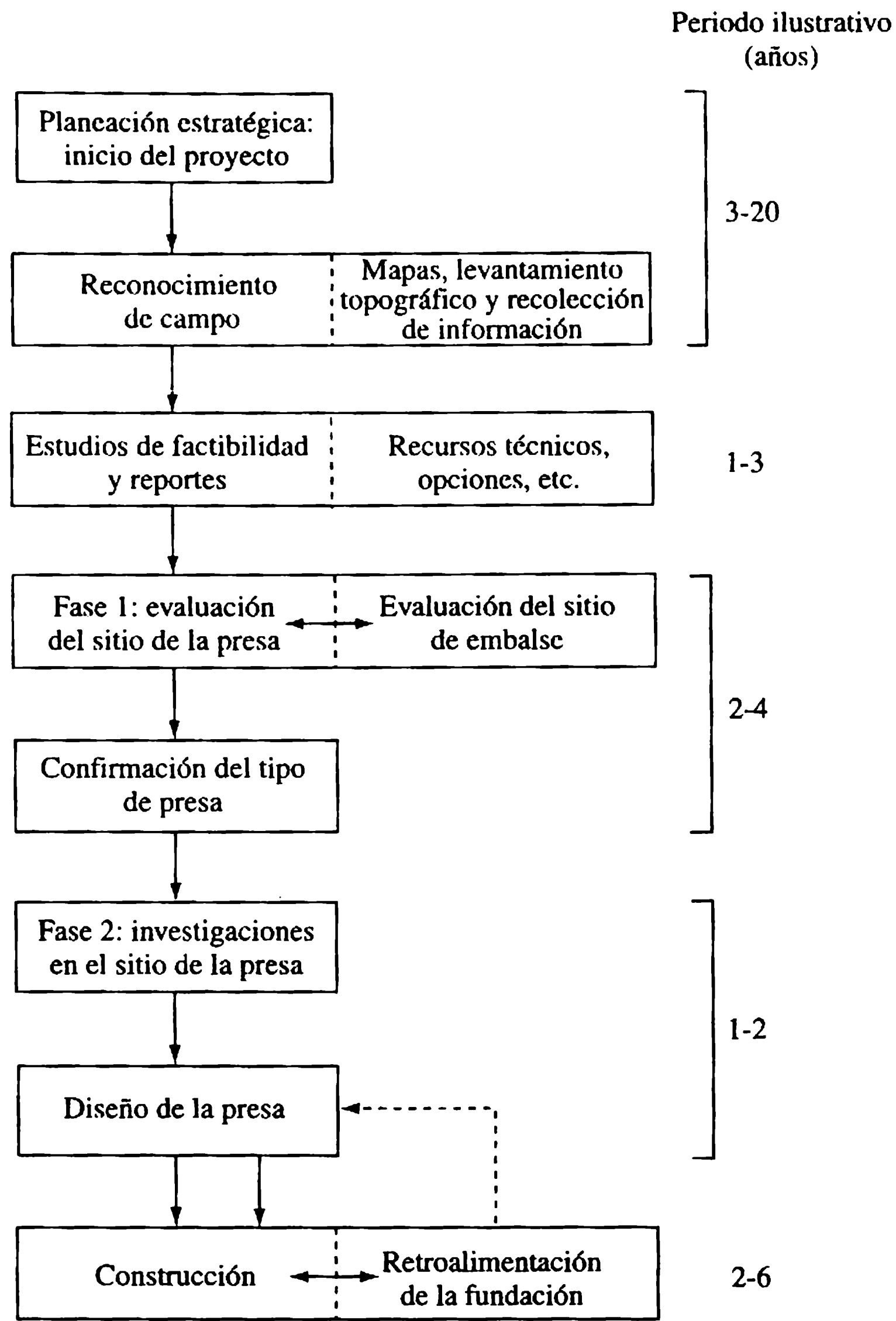
### 1.6.1 APRECIACIÓN GENERAL DEL SITIO

Un sitio satisfactorio para un embalse debe cumplir ciertos requisitos funcionales y técnicos. La conveniencia funcional de un sitio se rige por el balance entre sus características naturales específicas y el propósito del embalse. La hidrología de la cuenca, la cabeza disponible y el volumen de almacenamiento, etc., deben ajustarse a los parámetros de operación impuestos por la naturaleza y la escala del proyecto. La conveniencia técnica se establece por la presencia de un sitio (o sitios) para la presa, la disponibilidad de materiales apropiados para la construcción de la misma y por la integridad del cuenco del embalse con respecto a filtraciones. Las características hidrológicas y geológicas o geotécnicas de la cuenca y del sitio son los factores determinantes para establecer la conveniencia técnica de un sitio para un embalse. Se debe añadir una evaluación anticipada de los impactos ambientales, ocasionados por la construcción y operación de la presa. Las consideraciones ambientales se plantean en Golzé (1977), y los aspectos particulares y experiencias se analizan en ICOLD (1988b). Las principales etapas que involucran la valoración de un sitio y que conducen a la selección óptima del sitio y tipo de presa se indican esquemáticamente en la figura 1.6.

Debe tenerse en cuenta el tiempo considerable que puede transcurrir entre la planeación estratégica inicial, con identificación de los requerimientos del proyecto, y el comienzo de la construcción en el sitio. Una porción importante del tiempo puede atribuirse al proceso ‘político’ de toma de decisiones y de arreglar la financiación del proyecto.

El objetivo principal de la fase de reconocimiento, que puede extenderse por un periodo sustancial, es recolectar de forma extensiva la información topográfica, geológica e hidrológica. Los mapas a gran escala y cualquier información ya disponible serán el punto de partida, pero se requieren estudios de campo mucho más detallados. En particular, se deben tener en cuenta reconocimientos aéreos con sensores

## 1.6 Evaluación del sitio y selección del tipo de presa



**Figura 1.6** Etapas en la apreciación del sitio de la presa y desarrollo del proyecto.

modernos además de las técnicas fotométricas tradicionales, para la preparación de planos precisos y de gran escala (por ejemplo, 1:5000 y mayores). En manos de un intérprete hábil, los reconocimientos aéreos también proporcionan una información muy valiosa sobre la geología, los potenciales sitios de presas y la disponibilidad probable de los materiales de construcción. Se conducen estudios hidrológicos para determinar las características de precipitación y escorrentía, para evaluar la evidencia histórica de inundaciones, etcétera.

Un reporte de factibilidad preparado al concluir la fase de reconocimiento recoge e interpreta toda la información disponible, los datos y registros, y las recomendaciones iniciales sobre la viabilidad económica y técnica del embalse. Se indican las opciones con respecto a la localización, altura y tipo de presa y se esbozan comparaciones en términos de costos estimados y programas de construcción. Dentro de

estos últimos deben tenerse en cuenta las implicaciones de recursos de cada uno, es decir, de requerimientos de desembolsos financieros, de mano de obra, de equipo, etc. A partir de las fortalezas de este reporte, puede tomarse la decisión acerca de investigaciones adicionales más detalladas para confirmar la conveniencia de la cuenca del embalse y el sitio (o sitios) preferido de presa.

Se conducen investigaciones adicionales sobre el cuenco del embalse principalmente para confirmar su integridad con respecto a la retención del agua. Una valoración geológica detallada es necesaria para este propósito, particularmente en formaciones cársticas y con dificultades similares y en áreas con historia de actividad minera. Los puntos a considerar en sitios menos favorables y la solución de los problemas asociados se analizan en ICOLD (1970) y en Fell, MacGregor y Stapledon (1992). Las investigaciones y conclusiones planteadas para el embalse Cow Green (Reino Unido) se describen en Kennard y Knill (1969), y las pérdidas iniciales por filtraciones en el embalse May (Turquía) se abordan en Alpsü (1967).

De ser necesario, se realizan estudios en las orillas de los embalses para confirmar la estabilidad de áreas potencialmente vulnerables, por ejemplo, las adyacentes a la presa en proyecto. La disponibilidad de materiales de construcción, por ejemplo, rellenos apropiados, fuentes de agregado, etc., también se valoran con una considerable profundidad.

Los estudios hidrológicos se continúan cuando se necesitan para confirmar y extender los resultados de las investigaciones iniciales. Dada su naturaleza especializada no se tratan más aquí; se hace referencia a Thomas (1976) y a los capítulos 4 y 8 para más detalles.

### 1.6.2 GENERALIDADES DE LA EVALUACIÓN DEL SITIO DE PRESA

La viabilidad del sitio de la presa, identificado y recomendado en el estudio de factibilidad debe establecerse, para lo cual se conducen extensas investigaciones que confirmen si el sitio puede desarrollarse a la escala deseable con un costo aceptable. La naturaleza de las formaciones de roca y suelos que sean decisivas para la integridad de la cimentación, deben determinarse mediante la exploración del subsuelo. Se hace énfasis en la confirmación de la geología y de las características geotécnicas del sitio y en la evaluación de las fuentes de materiales de construcción (secciones 1.6.3-1.6.5).

La calidad de la cimentación se determina por la estabilidad, la capacidad portante, la deformabilidad y la impermeabilidad efectiva. Todos estos aspectos se valoran con respecto al tipo y el tamaño de la presa propuesta (sección 1.6.4).

En el caso de un sitio difícil, el programa de evaluación puede prolongarse y ser costoso. Los gastos pueden ser del orden de 1% hasta, excepcionalmente, 2.5 o 3% de los costos anticipados de la presa. El alcance de los aspectos individuales de una investigación refleja circunstancias únicas del sitio. La investigación también puede relacionarse con el tipo específico de presa si las condiciones del sitio restringen las opciones, por ejemplo, la profundidad de las sobrecargas (sección 1.6.6).

Solamente los principios generales que fundamentan la evaluación del sitio se presentan aquí. Una revisión más extensa con resúmenes y casos de ejemplo se encuentra en Thomas (1976). Una indicación de la interacción que se desarrolla entre la evaluación del sitio y las circunstancias locales y el tipo de presa está dada en Bridle, Vaughan y Jones (1985), Coats y Rocke (1983) y Collins y Humphreys (1974) para presas de relleno, o Bass e Isherwood (1978) para presas de concreto y Kennard y Reader (1975) para presas compuestas, parte en concreto y parte de relleno. Walters (1974) presenta resúmenes simplificados de la geología del sitio con respecto a una selección internacional de presas.

En paralelo con estas investigaciones, se requieren estudios extensos y detallados a fin de establecer la localización y la extensión de las fuentes para los materiales potenciales de construcción en sitios razonablemente próximos. El interés puede abarcar desde materiales impermeables de suelos cohesivos hasta arenas y gravas apropiadas en los rellenos permeables o como agregados del concreto. También se puede obtener roca triturada de las excavaciones realizadas en los trabajos subterráneos asociados al proyecto.

Asimismo, las consideraciones económicas y los costos de los materiales de construcción condicionan la viabilidad general del sitio. La sismicidad, los costos de las instalaciones de acceso y otras restricciones locales que incluyen aspectos ambientales influyen también en las decisiones.

En resumen, las investigaciones sobre el sitio de la presa requieren de una planeación cuidadosa y una inversión considerable de tiempo y recursos. Cuando sea posible, técnicas de ensayos *in situ* y de campo deben emplearse para complementar el programa de laboratorio. La interpretación apropiada de la información geológica y geotécnica demanda una cooperación cercana entre el ingeniero geólogo, el especialista en geotecnia y el ingeniero de presas.

### 1.6.3 INVESTIGACIONES GEOLÓGICAS Y GEOTÉCNICAS

1. La investigación geológica y geotécnica de un sitio de presa seleccionado para una evaluación detallada está dirigida a determinar la estructura geológica, la estratigrafía, las fallas, los pliegues de los esquistos y las diaclasas, y para establecer las condiciones del terreno y del agua subterránea adyacentes al sitio de la presa, incluyendo los estribos.
2. Los objetivos generales de estas y otras investigaciones similares son:
  - (a) determinar los parámetros de ingeniería que puedan utilizarse de manera segura para evaluar la estabilidad de la cimentación de la presa y, en fundaciones compresibles, como suelos, estimar el asentamiento y la deformación probables;
  - (b) determinar los patrones de infiltración y los parámetros necesarios para valorar el régimen probable de infiltración, incluyendo cantidades y presiones, y
  - (c) confirmar la integridad de contención del cuenco del embalse y la estabilidad de sus orillas.



La importancia relativa de  $a$ ,  $b$  o  $c$ , depende del sitio y del tipo propuesto de presa. Un cuarto objetivo general es:

- (d) confirmar la naturaleza, conveniencia y disponibilidad de los materiales de construcción naturales, incluyendo la determinación de parámetros de diseño para materiales de relleno, etcétera.

Algunos de los aspectos generales que pueden identificarse y definirse en el curso de la investigación del sitio son: las interfaces entre suelo y roca, las condiciones de agua subterránea y los terrenos con inestabilidades o cavernas, por ejemplo, formaciones cársticas y todas las discontinuidades significativas, como fallas en rocas, zonas fragmentadas, fisuradas o roca altamente fracturada y el espaciamiento, además de otras características de las superficies de estratificación y las diaclasas dentro del macizo de roca.

3. Las características principales de esta fase de investigación son:

- (a) una relación meticulosa de los afloramientos naturales y de excavación y registro de perforaciones, etc.;
- (b) una correlación cuidadosa entre los afloramientos, perforaciones y otros datos, y
- (c) la excavación de galerías y perforaciones de sondeo, pozos y ventanas de reconocimiento que se consideren necesarios.

En esta etapa se pueden conducir programas de ensayos geofísicos y pruebas *in situ* más extensos, con la intención de ampliar y validar la información de las perforaciones y del laboratorio. Un propósito adicional de estas pruebas de campo en este momento es la confirmación del régimen natural de las aguas subterráneas, por ejemplo mediante la instalación de piezómetros, pruebas de bombeo, etcétera.

Se utilizan ampliamente sondas rotativas y técnicas de tomas de núcleos. Para establecer la estructura vertical de la roca y para confirmar su calidad. La recuperación de los núcleos provee un índice burdo pero útil de la calidad de la roca, en términos de la designación de la calidad de la roca (DCR) (es decir, el porcentaje de núcleos recuperados con una longitud de 10 cm respecto a la profundidad total de la perforación;  $DCR > 70$  indica en general una roca firme). Las pruebas *in situ*, por ejemplo para permeabilidad, resistencia y deformabilidad, se utilizan para estimar las características de la roca maciza y se prefieren sobre las pruebas de laboratorio de pequeñas escalas, cuando sea posible. Todos los núcleos se registran de manera sistemática y lo ideal es que se almacenen indefinidamente. Las técnicas de perforación, el muestreo y el ensayo son en esencia los mismos que se emplean en la práctica convencional de investigaciones de campo. Una revisión extensa de estas prácticas se presenta en Clayton, Simons y Matthews (1982) y en el manual de investigación de campo CIRIA (Weltman y Head, 1983). Técnicas más especializadas, por ejemplo para ensayos *in situ* a gran escala se ilustran en Thomas (1976) y en Fell, MacGregor y Stapledon (1972). La aplicabilidad de los diferentes equipos y métodos exploratorios en el contexto de la investigación del sitio para presas se revisa en forma concisa en Wakeling y Manby (1989).

4. La evaluación del riesgo sísmico en una presa importante requiere la identificación de la estructura geológica regional, prestando atención particular a los complejos de fallas. A partir del estudio de los registros históricos y del reconocimiento de campo se establecerá la actividad o inactividad sísmica en la historia geológica reciente. Si los registros históricos de los epicentros aparentes pueden asociarse con las estructuras geológicas existentes, es posible hacer una valoración probabilística del riesgo sísmico en función de las intensidades específicas del evento. En ausencia de información histórica confiable será necesario monitorear la actividad microsísmica como base para la predicción probabilística de los eventos sísmicos mayores. Cualquiera de los dos procesos es impreciso y solamente proporciona una estimación del orden del riesgo sísmico. Como medida de reaseguramiento contra la sismicidad se sugiere que la mayoría de las presas hechas con buenos diseños sobre cimentaciones sólidas pueden aceptar un evento sísmico moderado con aceleraciones pico superiores a  $0.2g$ , sin daño fatal. Las presas construidas sobre suelos no cohesivos saturados de baja densidad, como limos o arenas están, sin embargo, sujetas a algún riesgo de falla debido a la presión de agua en los poros que se genera y a la licuefacción, con la consecuente pérdida de estabilidad.

#### 1.6.4 INVESTIGACIONES DE LAS CIMENTACIONES

La calidad de la cimentación de un sitio de presa debe valorarse en términos de estabilidad, capacidad portante, compresibilidad (suelos) o deformabilidad (rocas) y la permeabilidad efectiva de la masa. Las técnicas de investigación que deberán adoptarse dependerán de la geomorfología y la geología del sitio específico.

##### **a. Presas sobre arcillas rígidas de buena calidad y rocas meteorizadas**

En depósitos extensos y uniformes de arcillas de buena calidad es poco probable que las percolaciones serias sean un problema. Es importante, sin embargo, identificar y considerar la influencia de estratificaciones delgadas y horizontes más permeables que puedan estar presentes, por ejemplo lentes de limo, laminaciones finas, etc. Se requiere muchísimo cuidado al examinar las muestras recuperadas para detectar tales aspectos. La evaluación de los parámetros apropiados de resistencia al corte, para usarlos en el diseño, es de una gran importancia.

Para cimentaciones en rocas, la identificación precisa del perfil de meteorización de la roca puede ser difícil. La determinación *in situ* de los parámetros de resistencia al corte es necesaria; se utilizan pruebas de carga con placas en pozos o ventanas de exploración, o pruebas con dilatómetro o presurómetro conducidas dentro de las perforaciones. Estas técnicas son apropiadas en particular para rocas más suaves que contengan fracturas muy finas y espaciadas muy cercanamente.

##### **b. Presas sobre cimentaciones cohesivas suaves**

En general, la presencia de depósitos de arcilla compresibles y suaves asegura que la filtración no requiera una mayor consideración. La naturaleza de estas formacio-

nes también garantiza que las investigaciones sean, en principio, relativamente sencillas.

La consistencia suave de las arcillas puede requerir el uso de técnicas especiales de muestreo. En tales situaciones, el muestreo continuo o las técnicas de ensayos de penetrómetro *in situ* ofrecen ventajas. Las consideraciones de estabilidad y asentamiento requerirán la determinación del esfuerzo de corte drenado y los parámetros de consolidación para la arcilla.

#### **c. Presas sobre cimentaciones permeables**

Los problemas asociados con las filtraciones son dominantes cuando la presa está cimentada sobre terrenos relativamente permeables. En una alta proporción de estos casos, las condiciones del suelo son muy complejas, con horizontes permeables o menos permeables presentes e intermezclados.

#### **d. Presas sobre cimentaciones en roca**

La naturaleza de la investigación depende de si se propone una presa de relleno o de concreto. Mientras la decisión esté abierta, las investigaciones deben cubrir ambas opciones. Ambas requieren entender por completo la geología del sitio.

#### *Presas de concreto*

La estabilidad de la cimentación de las presas de concreto requiere una evaluación cuidadosa de la frecuencia, orientación y naturaleza de las discontinuidades de la roca, además de las características del material de relleno, como arcillas, etc. La toma de muestras mediante equipo rotatorio se usa ampliamente, pero también es necesario evaluar la confiabilidad estructural de la roca en una escala macroscópica mediante sondeos y ventanas de reconocimiento. Estas últimas pueden ser utilizadas luego en las inyecciones o como galerías permanentes de drenaje. La estabilidad de los estribos y su deformabilidad son muy importantes en todos los tipos de presas de concreto en valles angostos con costados pendientes, y en particular, si el diseño considera algún grado de acción de arco. Por tanto, investigaciones detalladas deberán extenderse a los estribos, en especial a la posibilidad de inestabilidades de bloque o cuña a gran escala.

Los ensayos de permeabilidad *in situ* se conducen, en general, mediante sondeos, pero la interpretación apropiada de la información de permeabilidad de campo puede ser muy compleja.

#### *Presas de relleno*

La infiltración en las cimentaciones es menos crítica que para las presas de concreto, puesto que las trayectorias de infiltración son mucho más largas. En general, la resistencia al corte en las discontinuidades es de menor importancia, pero la deformabilidad y el asentamiento involucran la determinación del módulo elástico, etc.,



lo que puede ser una consideración importante si se contempla un relleno con cubierta, por ejemplo, con membranas aguas arriba.

La resistencia al corte de las discontinuidades, el módulo elástico y otros parámetros relacionados con la roca, se determinan mejor en ensayos a gran escala *in situ* si se pueden practicar y complementar con ensayos apropiados de laboratorio. En el laboratorio se pueden determinar los módulos utilizando especímenes de roca intacta recuperada de las perforaciones, o por ensayos de carga puntual, etc. Los módulos no inalterados obtenidos de tales especímenes de pequeña escala deberán ajustarse a los valores apropiados de la roca prototipo, regida por el patrón de discontinuidad, mediante la aplicación de un factor de reducción  $j_c$ , de manera que:

$$E_{\text{masa}} = j_c E_{\text{lab}}.$$

El factor de reducción está relacionado con el espaciamiento de la fractura y otras características físicas y geológicas, incluyendo el grado de meteorización. En algunas circunstancias, puede ser tan bajo como 0.1; en otras, puede ser 0.5 o más.

La durabilidad de la roca utilizada en el enrocado o en el revestimiento deberá evaluarse cuando se contemple una presa de relleno, lo cual requerirá ensayos químicos, de desgaste y de meteorización acelerada para estudiar la degradación a largo plazo.

#### **e. Presas sobre materiales cársticos (rocas de carbonatos, etc.)**

La presencia de cavidades extensas debidas a soluciones y fisuras hacen que tales sitios sean particularmente difíciles. Es esencial establecer la amplitud de las características cársticas y su configuración respecto a la continuidad de los vacíos. Los estudios geológicos pueden ser útiles para interpretaciones iniciales de las formas cársticas y como guía para la planeación de una investigación más detallada. Las interpretaciones aéreas a menudo revelan cavidades cársticas poco profundas y, también, los métodos geofísicos son de gran valor. Será necesario confirmar el tamaño y la naturaleza de todas las características identificadas al comienzo mediante técnicas geofísicas u otras indirectas mediante perforaciones y otros métodos de investigación directos.

### **1.6.5 MATERIALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PRESAS**

La exploración inicial de las fuentes de materiales se realiza mediante una combinación de reconocimiento superficial y aéreo junto con estudios geológicos extensos. Las canteras potenciales o fuentes de agregado deben evaluarse completamente en términos de la conveniencia de los materiales que ellas contienen para los diferentes propósitos, por ejemplo material de núcleo, material para las zonas de los espaldones y filtros o para los agregados. Las cantidades que pueden extraerse de una fuente también deben estimarse. Los métodos geofísicos pueden jugar un papel importante en este último proceso, pero siempre deben correlacionarse con evidencia fuerte a

partir de afloramientos naturales o artificiales o de programas convencionales de perforaciones. La investigación de la conveniencia de un material de relleno o de enrocado puede justificar un relleno de ensayo totalmente instrumentado, que puede proveer muchísima información invaluable sobre características físicas, compactación y parámetros geotécnicos de diseño.

La evaluación de las fuentes de cantera para rellenos de tierra es bastante propensa a sobrestimar la producción disponible de material apropiado, debido a variaciones sin detectar en el tipo de suelo o su calidad. Por tanto, es esencial probar cantidades de materiales de relleno muy por encima de los requerimientos estimados para cada uno. El porcentaje de cada material que posiblemente no se podrá usar o las dificultades de extracción, pueden ser factores decisivos respecto a los costos relativos.

Superficialmente es mucho más fácil probar las fuentes para enrocados que para rellenos de tierra. El requerimiento esencial es que la fuente sea de una roca durable fuerte, cuya localización es evidente en estimaciones geológicas iniciales. En general, la investigación de la conveniencia del enrocado requerirá un relleno de ensayo y, en el caso de rocas excavadas o extraídas de una cantera, será también necesario realizar ensayos de aplastamiento o de rasgado para determinar los tamaños de los fragmentos de roca, granulometría y forma, etc. El porcentaje de material fino o de tamaño excesivo o los costos de excavación para roca dura muy densa serán factores económicos importantes.

Las fuentes de agregados para presas de concreto incluyen áreas de cantera naturales y el uso de agregados triturados derivados de canteras y excavaciones. El chequear la calidad de los agregados, las propiedades físicas y mecánicas y la estabilidad química a largo plazo, por ejemplo con respecto al riesgo de reacciones alcalinas de silicio (RAS), requerirá más investigación.

#### 1.6.6 SELECCIÓN DEL TIPO DE PRESA

El tipo óptimo de presa para un sitio específico se determina con las estimaciones de costo y el programa de construcción para todas las soluciones diseñadas que sean técnicamente válidas. Donde las circunstancias del sitio ofrezcan alternativas viables, es conveniente que las opciones se mantengan abiertas, evaluando las implicaciones de cada una de ellas con respecto a los recursos, programación y costos, hasta que sea evidente la solución óptima. También puede ser necesario, tener en cuenta consideraciones sociopolíticas y ambientales menos tangibles en la determinación de esa solución.

A continuación se detallan cuatro consideraciones de importancia cardinal.

1. *Gradiente hidráulico*: El valor nominal del gradiente hidráulico  $i$  para infiltración bajo, alrededor o a través de la presa, varía por lo menos en un orden de magnitud de acuerdo con su tipo.
2. *Esfuerzo en la cimentación*: Los esfuerzos nominales transmitidos a la cimentación varían bastante con el tipo de presa.

3. *Deformación de la cimentación*: Ciertos tipos de presas se acomodan mejor sin un daño severo, a deformaciones y asentamientos significativos en la cimentación.
4. *Excavación de la cimentación*: Consideraciones económicas establecen que los volúmenes de excavación y la preparación de la cimentación deben minimizarse.

La primera consideración se confirma haciendo referencia a las figuras 1.2 a 1.5 inclusive. Los valores usuales del gradiente varían desde 0.5 para una presa de relleno homogéneo [figura 1.2 (a)] hasta 10 o más para una presa de bóveda o de contrafuerte [figura 1.4 (b) y 1.4 (e)]. La capacidad de las cimentaciones más blandas y más endebles o más erosionables, para resistir los gradientes hidráulicos altos de manera segura es muy limitada.

Como ilustración del segundo punto, en la tabla 1.6 se muestran los valores usuales de los esfuerzos para una presa de 100 m de altura de los diferentes tipos.

La importancia de una deformación excesiva o no uniformidad de la cimentación, punto 3 arriba, surge en relación con el fracturamiento y la redistribución de esfuerzos dentro de la presa. La relativa flexibilidad estructural de una presa de relleno bien diseñada es muy ventajosa.

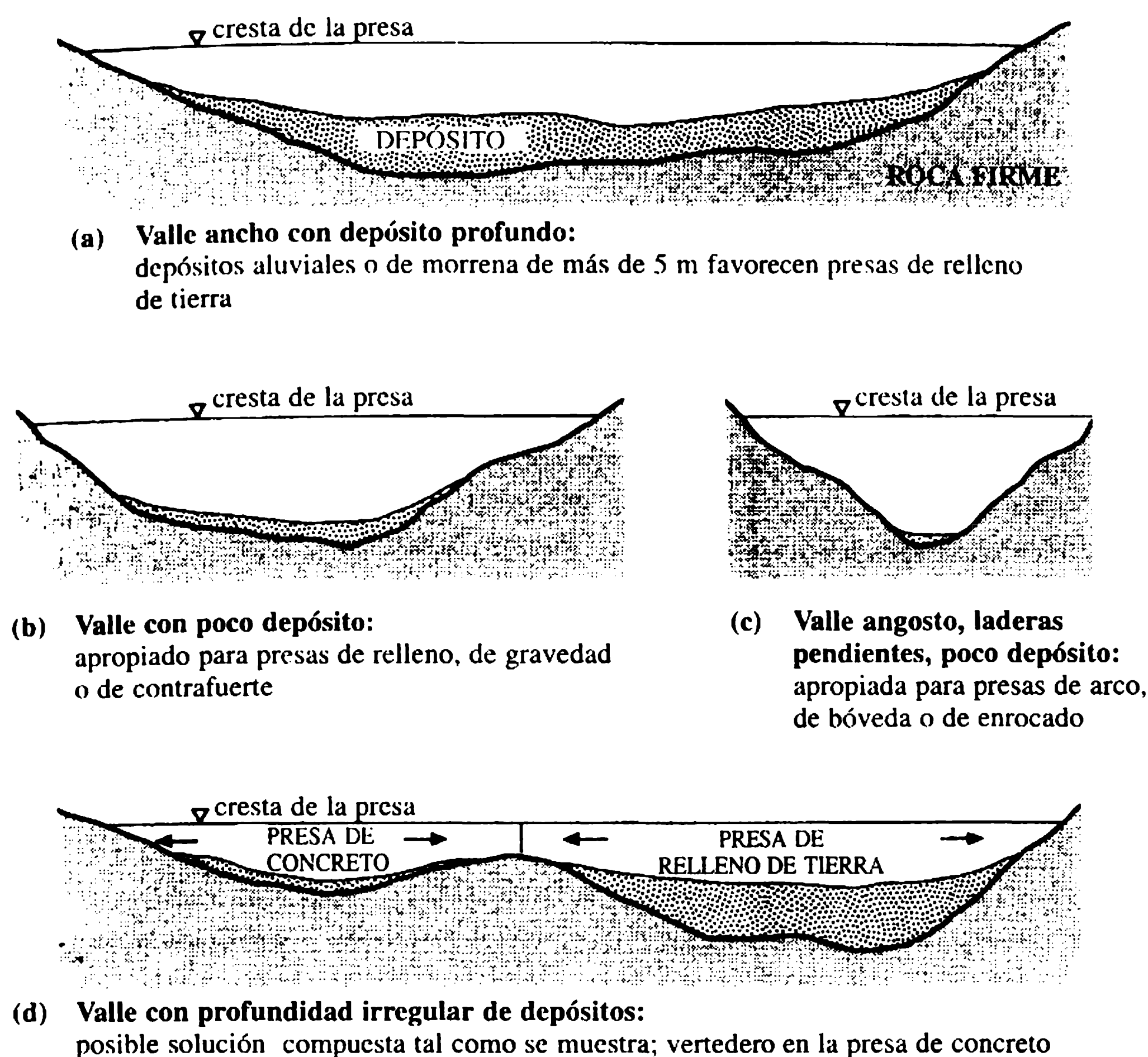
Con respecto a la consideración final, los desestímulos económicos de una excavación excesiva, particularmente en una presa de concreto, son evidentes.

Es inapropiado generalizar las consideraciones que controlan la selección del tipo de presa más allá de los cuatro puntos principales referidos de antemano. Sin embargo, su importancia conjunta es tal, que la figura 1.7 y la tabla 1.7 se muestran como ilustración. La selección del tipo de presas se analiza, con ejemplos, en Fell, MacGregor y Stapledon (1992), USBR (1987), Thomas (1976) y Walters (1974).

La situación de un valle ancho con depósitos profundos de morrena, o aluviales, se ilustra en la figura 1.7(a). Consideraciones sobre la deformación de la cimentación y profundidad de la excavación requerida favorecen las presas de relleno de tierra. La disponibilidad de una roca de calidad a poca profundidad, sin embargo, como se muestra en la figura 1.7(b), favorece a las presas de enrocado o, alternatively, a las de gravedad o a las de contrafuerte. La disponibilidad del enrocado y, por consiguiente su costo, determinará la selección final. Un valle angosto con lados muy pendientes en una roca sólida como se ilustra en la figura 1.7(c), puede ser apropiado para una presa de arco o bóveda siempre y cuando tenga estribos de buena

**Tabla 1.6** Esfuerzos usuales en las cimentaciones; presas de 100 m de altura

| <i>Tipo de presa</i> | <i>Máximo esfuerzo usual (<math>MN\ m^{-2}</math>)</i> |
|----------------------|--|
| Relleno              | 1.8-2.1  |
| Gravedad             | 3.2-4.0  |
| Contrafuerte         | 5.5-7.5  |
| Arco                 | 7.5-10.0   |



**Figura 1.7** Ejemplos ilustrativos de tipo de presa con relación al perfil del valle.

calidad. Consideraciones económicas pueden, sin embargo, sugerir una alternativa de presa de enrocado.

La situación, que se muestra en la figura 1.7(d), de depósitos profundos en la mitad de la sección, sugiere la solución compuesta mostrada. La presa de relleno de tierra se construye donde los depósitos profundos son considerables, y el vertedero se acomoda convenientemente en la sección de una presa de gravedad donde la profundidad de excavación requerida es razonable.

La figura 1.7 debe estudiarse junto con la tabla 1.7, la cual resume las características de los tipos de presas en el contexto de la selección del tipo.

Factores de importancia particular relacionados con un sitio específico pueden influenciar en parte la escogencia del tipo de presa. Por ejemplo, las condiciones de un valle con laderas muy fuertes puede favorecer una presa de relleno de tierra, pero el vertedero y el tamaño del canal requerido pueden ser desproporcionadamente costosos para construirlos en el costado de la presa. En este caso, un balance económico podría inclinarse a favor de una presa de gravedad con un vertedero de cresta, si la profundidad de depósitos aluviales no fuera excesiva.

Debe anotarse que algunos factores locales pueden llegar a tener importancia relativa mayor en un sitio específico, por ejemplo, el acceso, el riesgo sísmico, los

**Tabla 1.7** Selección de la presa: características de cada tipo

| <i>Tipo</i>          | <i>Notas y características</i>   |
|----------------------|--|
| <i>Relleno</i>       |  |
| De relleno de tierra | Apropiada para cimentaciones en rocas o para suelos en valles anchos, puede aceptar asentamientos diferenciales limitados dado un núcleo relativamente ancho y plástico. Se requieren rastrillos para horizontes más sólidos, es decir, menos permeables. Esfuerzos de contacto bajo.<br>Requiere diversas clases de materiales, por ejemplo, para el núcleo, para las zonas de los espaldones, para los filtros internos, etcétera. |
| De enrocado          | Preferible en cimentaciones de roca; puede aceptar calidad variable y meteorización limitada. Se requieren rastrillos para horizontes sólidos. El enrocado es apropiado para colocar en todo tipo de climas.<br>Requiere material para el núcleo, filtros, etcétera.   |
| <i>Concreto</i>      |  |
| De gravedad          | Apropiada para valles anchos, siempre y cuando la excavación en la roca sea menor de 5 m. Meteorización limitada de la roca es aceptable. Hay que verificar discontinuidades en la roca con respecto al deslizamiento. Esfuerzos de contacto moderados. Requiere llevar concreto al sitio de la obra.  |
| De contrafuerte      | Como la presa de gravedad, pero con esfuerzos de contacto más altos, requiere una roca firme. Ahorro relativo de concreto con respecto a las presas de gravedad entre 30% y 60%.   |
| De arco y bóveda     | Apropiada para cañones angostos, sujeta a roca firme o uniforme con una resistencia alta y con deformación limitada en su cimentación y, de manera especial, en los estribos. Carga alta en los estribos. El ahorro de concreto con respecto a la presa de gravedad está entre 50% y 85%.  |

costos de procesamiento y de transporte del material, la disponibilidad de equipo y de mano de obra calificada, la facilidad en la desviación del río, el riesgo de inundaciones durante la construcción y la duración de la construcción con relación a la fecha deseada de culminación del proyecto.

Entre los aspectos de diseño de presas que pueden tener mayores implicaciones con respecto a la programación se tienen los siguientes:

- rastrillos,
- sistemas de vertedero, incluyendo canales y cuencos de amortiguación,
- sistemas de drenaje interno,
- alcantarillas internas, galerías, etc.,



- preparación de la cimentación, incluidas la excavación y las inyecciones, etc., y
- construcción de detalles, por ejemplo, transiciones o filtros en los rellenos o detalles de juntas de contracción en presas de concreto.

## 1.7 Cargas que actúan sobre presas

### 1.7.1 GENERALIDADES

La integridad estructural de una presa debe mantenerse en las diversas circunstancias o eventos que probablemente surgirán durante su servicio. El diseño es, por tanto, determinado por la consideración de un espectro de condiciones de cargas actuantes correspondientes. En todas las circunstancias previsibles debe asegurarse la estabilidad de una presa y su cimentación, manteniendo los esfuerzos en niveles aceptables y sus cualidades impermeables esencialmente inalteradas.

Las presas presentan una complejidad en su respuesta estructural que marca un fuerte contraste con la evidente simplicidad de su concepto estructural y su forma. Son estructuras tridimensionales asimétricas, construidas con materiales de propiedades mecánicas muy complejas y cimentadas sobre formaciones no uniformes y anisotrópicas, lo cual se refleja en la interacción de la presa con su cimentación y con la respuesta estructural compleja de ambas cuando se someten a fluctuaciones en las cargas primordiales y a los efectos de una saturación progresiva. En comparación con la mayoría de las otras estructuras de ingeniería, las presas también requieren funcionar en o muy cerca de las cargas de diseño específicas durante una gran proporción de su vida útil.

La distribución, magnitud y modo de acción de ciertas cargas pueden determinarse con mucha precisión. Ejemplos obvios son las cargas externas del agua y el peso propio de la estructura. Otras cargas mayores, algunas igualmente importantes, son menos confiables en su predeterminación y pueden depender del tiempo, por ejemplo, las presiones internas de infiltración, debidas a la redistribución de cargas por las deformaciones de la cimentación o, en presas de concreto, por efectos térmicos asociados con la hidratación del cemento, etcétera.

Es conveniente clasificar las cargas actuantes individuales como primarias, secundarias o excepcionales. Dicha clasificación ayuda a apreciar apropiadamente combinaciones de cargas que se deben considerar en su análisis. La clasificación se hace en función de su aplicabilidad y de la importancia relativa de la carga.

1. **Cargas primarias.** Se identifican como aquellas de mayor importancia para todas las presas, sin tener en cuenta su tipo, por ejemplo las del agua y las fuerzas relacionadas con la infiltración y el peso propio.
2. **Cargas secundarias.** Se aplican universalmente aunque en menor magnitud (por ejemplo, la carga de sedimentación) o, alternativamente, son de mayor importancia sólo para ciertos tipos de presas (por ejemplo, efectos térmicos dentro de presas de concreto).
3. **Cargas excepcionales.** Se designan así sobre la base de su aplicación general limitada o por su poca probabilidad de ocurrencia (por ejemplo, los efectos tectónicos o las cargas de inercia asociadas con la actividad sísmica).

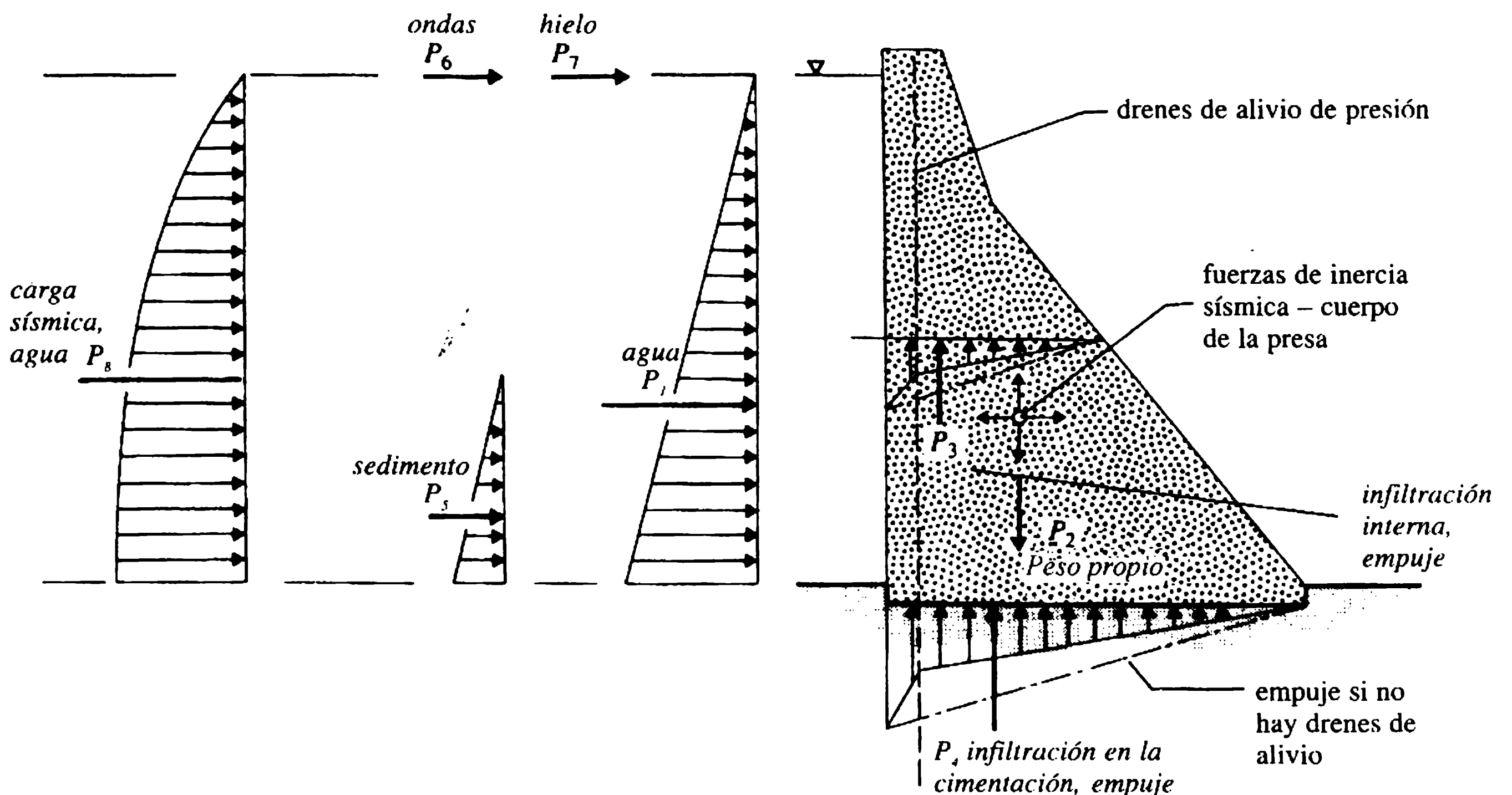
## 1.7.2 SECUENCIA DE CARGAS ACTUANTES

Las cargas primarias y las secundarias más importantes y sus fuentes excepcionales se identifican esquemáticamente en la figura 1.8; se utiliza una sección de una presa de gravedad para este propósito por conveniencia de ilustración. La cuantificación de las cargas se aborda en los capítulos 2 y 3.

No todas las cargas identificadas serán aplicables para una presa dada. Se deja un elemento de discreción en la formulación de las combinaciones para el análisis de cargas.

## a. Cargas primarias

1. *Carga del agua.* Es debida a la distribución hidrostática de presión y tiene una resultante horizontal de la fuerza  $P_1$ . (Nótese que la componente vertical de esta carga, también existirá en caso que el espaldón aguas arriba tenga un talud y las cargas equivalentes aguas abajo operasen en el espaldón respectivo).
2. *Carga del peso propio.* Se determina con respecto a un peso unitario apropiado del material. Para un análisis elástico simple, se considera que la fuerza resultante  $P_2$ , actúa a través del centroide de la sección.
3. *Carga de infiltración.* Los patrones de infiltración de equilibrio se desarrollarán dentro y por debajo de la presa, por ejemplo, en los poros y las discontinuidades, con una carga resultante vertical identificada como un empuje interno y externo  $P_3$  y  $P_4$ , respectivamente. [Nótese que el proceso de infiltración generará presión de agua en los poros en materiales permeables, y con este enfoque, se considera como un derivado de la carga del agua para una presa de relleno (sección 1.7.3)].



**Figura 1.8** Esquema de las principales cargas: perfil de una presa de gravedad.

**b. Cargas secundarias**

1. *Carga de sedimentación.* Los sedimentos acumulados generan un empuje horizontal, considerado como una carga hidrostática adicional equivalente con resultante  $P_5$ .
2. *Carga hidrodinámica de ondas.* Es una carga transitoria,  $P_6$ , generada por la acción de las ondas contra la presa (normalmente no es importante).
3. *Carga del hielo.* El empuje del hielo,  $P_7$ , se puede desarrollar en condiciones climáticas extremas (normalmente no es importante).
4. *Carga térmica (presas de concreto).* Es una carga interna generada por las diferencias de temperatura asociadas con los cambios en las condiciones ambientales y con la hidratación y el enfriamiento del cemento (no se muestra).
5. *Efectos interactivos.* Son internos, surgen de las rigideces relativas y las deformaciones diferenciales de una presa y su cimentación (no se muestra).
6. *Carga hidrostática sobre los estribos.* Es una carga interna de infiltración en los estribos en una roca maciza, no se ilustra. (Es de particular importancia en las presas de arco o de bóveda).

**c. Cargas excepcionales**

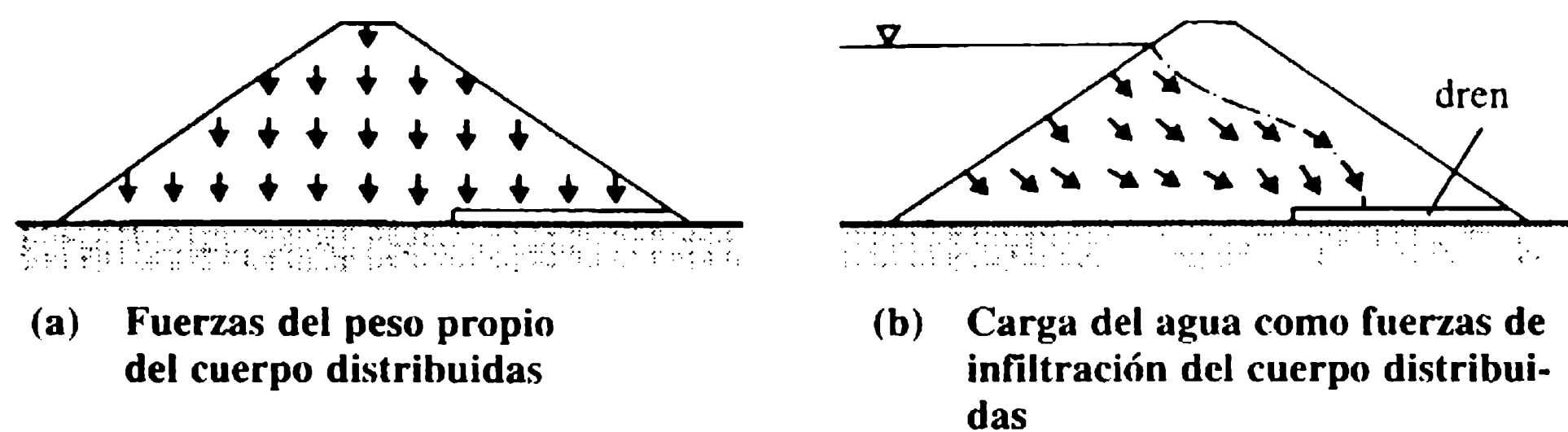
1. *Carga sísmica.* Las cargas inerciales horizontales y verticales se generan con respecto a la presa y al agua retenida debido a perturbaciones sísmicas. Para la presa se muestran simbólicamente en el centroide de la sección. Para las fuerzas inerciales del agua se muestra un empuje estático equivalente simplificado,  $P_8$ . (Si bien el análisis dinámico se aborda en los capítulos 2 y 3, éste no es competencia del presente texto).
2. *Efectos tectónicos.* La saturación o las perturbaciones producidas por excavaciones profundas en rocas, pueden generar cargas como resultado de movimientos tectónicos lentos. No se considerarán más adelante.

**1.7.3 CONCEPTOS DE CARGA**

La presencia persistente y concurrente de todas las cargas primarias que actúan sobre una presa en operación es evidente. Algunas cargas secundarias, por ejemplo, la de sedimentación, se desarrollarán gradualmente y persistirán junto con las primarias. Otras cargas secundarias proporcionarán una carga temporal adicional y poco frecuente, por ejemplo, el empuje del hielo. En las cargas excepcionales, la acción tectónica puede generar una adición permanente a la carga total sobre la presa. Sin embargo, la actividad sísmica, que es en esencia al azar y poco frecuente, genera una carga dinámica extrema pero transitoria.

El estudio de la naturaleza de las diferentes cargas individuales y patrones de carga conduce a una combinación lógica de cargas expresamente definida para ser consideradas en el análisis. Cada combinación de cargas está relacionada con una condición de servicio particular y define aquellas cargas que se considera que operan





**Figura 1.9** Esquema de las fuerzas internas de cuerpo: presa de relleno.

con simultaneidad en la presa. Esta lógica puede extenderse para reducir de manera considerable los márgenes de seguridad de diseño y, al mismo tiempo, disminuir la probabilidad de ocurrencia de unas combinaciones de cargas más rigurosas.

Los elementos importantes en el diseño de una presa de relleno y de una de concreto se introducen en los capítulos 2 y 3, respectivamente. Anticipándose a los métodos analíticos presentados en esos capítulos, debe identificarse la diferencia conceptual en el modo supuesto de acción de las cargas primarias. En el análisis de una presa de relleno se considera, correctamente, que el agua, la infiltración y el peso propio actúan como cargas internas distribuidas o presiones en el cuerpo, como se muestra en el esquema de la figura 1.9. Sin embargo, el análisis de estabilidad clásico de presas de concreto, supone que el agua y las cargas de infiltración actúan como presiones en la superficie, con sus fuerzas resultantes consideradas junto con una carga resultante del peso propio, como se muestra en la figura 1.8.

## Referencias

- Alpsü, I. (1967) Investigation of water losses at May reservoir, in *Transactions of the 9th International Congress on Large Dams*, Istanbul, International Commission on Large Dams, Paris, Q34 R27.
- Bass, K.T. and Isherwood, C.W. (1978) The foundations of Wimbleball dam. *Journal of the Institution of Water Engineers and Scientists*, **32**, 187-97.
- Binnie, G.M. (1981) *Early Victorian Water Engineers*, Thomas Telford, London.
- Binnie, G.M. (1987a) *Early Dam Builders in Britain*, Thomas Telford, London.
- Binnie, G.M. (1987b) Masonry and concrete gravity dams. *Industrial Archaeology Review*, **10** (1), 41-58.
- Bridle, R.C., Vaughan, P.R. and Jones, H.N. (1985) Empingham dam – design, construction and performance. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **78**, 247-89.
- Clayton, C.R.I., Simons, N.E. and Matthews, M.C. (1982) *Site Investigation – a Handbook for Engineers*, Granada, London.
- Coats, D.J. and Rocke, G. (1983) The Kielder headworks. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **72**, 149-76.
- Collins, P.C.M. and Humphreys, J.D. (1974) Winscar reservoir. *Journal of the Institution of Water Engineers and Scientists*, **28**, 17-46.
- Fell, R., MacGregor, P. and Stapledon, D. (1992) *Geotechnical Engineering of Embankment Dams*, Balkema, Rotterdam.
- Garbrecht, G. (ed.) (1987) *Historische Talsperren*, Konrad Wittwer, Stuttgart.
- Golzé, A.R. (ed.) (1977) *Handbook of Dam Engineering*, Van Nostrand Reinhold, New York.

- ICOLD (1970) Recent developments in the design and construction of dams and reservoirs on deep alluvial, karstic or other unfavourable foundations, in *Transactions of the 10th International Congress on Large Dams, Montreal*, International Commission on Large Dams, Paris, Q37.
- ICOLD (1984) *World Register of Dams*, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1988a) *World Register of Dams: 1st Updating*, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1988b) Reservoirs and the environment – experiences in managing and monitoring. *Transactions of the 16th International Congress on Large Dams*, San Francisco, International Commission on Large Dams, Paris, Q60.
- Kennard, M.F. and Knill, J.L. (1969) Reservoirs on limestone, with particular reference to the Cow Green scheme. *Journal of the Institution of Water Engineers*, **23**, 87-136.
- Kennard, M.F. and Reader, R.A. (1975) Cow Green dam and reservoir. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **58**, 147-75.
- Kennard, M.F., Owens, C.L. and Reader, R.A. (1996) *Engineering Guide to the Safety of Concrete and Masonry Dam Structures in the UK*, Construction Industry Research and Information Association Report 148, London.
- Mermel, T.W. (1994) The world's major dams and hydro plants, in *Water Power and Dam Construction Handbook 1994*, Reed Business, London, pp. A72-A73.
- Schnitter, N.J. (1994) *A History of Dams—the Useful Pyramids*, Balkema, Rotterdam.
- Sherard, J.L., Woodward, R.J., Gizienski, S.F. and Clevenger, W.A. (1963) *Earth and Earth-Rock Dams*, Wiley, New York.
- Smith, N.A. (1971) *A History of Dams*, Peter Davies, London.
- Thomas, H.H. (1976) *The Engineering of Large Dams*, 2 vols, Wiley, Chichester.
- USBR (1987) *Design of Small Dams*, 3rd edn, US Government Printing Office, Washington, DC.
- Wakeling, T.R.M. and Manby, C.N.D. (1989) Site investigations, field trials and laboratory testing, in *Proceedings of Conference on Clay Barriers for Embankment Dams*, Thomas Telford, London.
- Walters, R.C.S. (1974) *Dam Geology*, 2nd edn, Butterworth, London.
- Weltman, A.J. and Head, J.M. (1983) *Site Investigation Manual*, CIRIA Special Publication 25 (PSA Technical Guide 35), Construction Industry Research and Information Association, London.

# 2 Ingeniería de presas de relleno

## 2.1 Introducción

En el capítulo 1 se presentó una introducción del papel de las presas de relleno en la historia de la ingeniería de presas, así como también de las principales variantes y sus componentes esenciales. La estructura y el contenido de este capítulo, que es necesariamente conciso, responden a la necesidad de introducir los elementos básicos de la mecánica de suelos y de la geología aplicada en secciones que tratan de la naturaleza, clasificación y características de los suelos para la ingeniería. El texto también está influenciado por enfoques de diseño de presas de relleno, menos normalizados en muchos aspectos que en el caso de las presas de concreto (capítulo 3). Este capítulo revisa brevemente los principios de diseño de presas de relleno y sus métodos de construcción y luego se centra en el análisis de la infiltración, la estabilidad y la sedimentación como los factores esenciales en el diseño. Concluye con una sección breve que trata los enrocados y las presas de enrocado.

Se recomiendan Craig (1992), Berry y Reid (1987) o Lee, White e Ingles (1983) como libros de referencia para ampliar los fundamentos de la mecánica de suelos. Los textos de Fell, MacGregor y Stapledon (1992), Jansen (1988), Thomas (1976), Hirschfeld y Poulos (1973) y Sherard *et al.* (1963) suministran un análisis profundo de la ingeniería de presas de relleno de tierra y de enrocado. En Penman (1986) se analizan aspectos geotécnicos seleccionados.

## 2.2 Naturaleza y clasificación de los suelos para la ingeniería

### 2.2.1 LA NATURALEZA DE LOS SUELOS

Para los fines de la ingeniería, el suelo se define como el agregado natural de granos minerales separables por medios mecánicos moderados, como agitación en agua. La roca, por otro lado, es un agregado natural de minerales ligados por enlaces cohesivos fuertes y permanentes. El límite entre suelo y roca es hasta cierto punto arbitrario, como se ejemplifica en rocas blandas o meteorizadas, como calizas y esquistos meteorizados, o areniscas débilmente cimentadas.

Para la ingeniería, todos los suelos de origen no orgánico (es decir, excluyendo turbas, etc.) se forman mediante procesos de meteorización y degradación de

la roca. Pueden ocurrir *in situ* formando los suelos **residuales**. De forma alterna, si agentes naturales remueven y depositan las partículas de roca en alguna otra parte, por ejemplo, mediante acciones glaciales o fluviales, formarán los suelos **transportados**. Rocas blandas o meteorizadas forman parte de la escala de los suelos residuales. El transporte produce cambios progresivos en el tamaño y la forma de las partículas minerales así como en su distribución granulométrica, y las partículas más finas son conducidas más lejos. Todos los suelos procesados son de naturaleza granular, lo que se refleja en su comportamiento.

Deben distinguirse dos tipos genéricos de grupos de suelos inorgánicos que resultan de diferentes procesos de meteorización. Las partículas minerales más grandes, con formas más regulares, que constituyen los limos, las arenas y las gravas, se originan de la rotura de rocas de relativa estabilidad debido a procesos puramente físicos, como la erosión por agua o glaciación, o la desintegración por las acciones de congelamiento y deshielo.

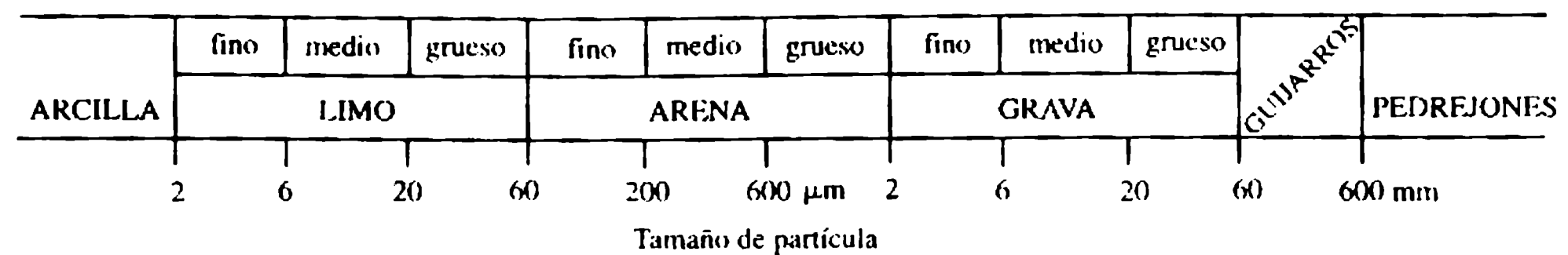
Ciertas rocas minerales que son químicamente menos estables, por ejemplo, el feldespato, experimentan cambios en su composición mineral durante la meteorización, y al final producen plaquetas 'bidimensionales' de minerales de arcilla con tamaño coloidal. Éstas originan las partículas de arcilla, que por su superficie específica y su energía superficial altas manifiestan una fuerte atracción al agua y son responsables de las propiedades que particularmente caracterizan los suelos arcillosos, como la cohesión, la plasticidad y la susceptibilidad al cambio de volumen con la variación en el contenido de humedad. Disparidades en la mineralogía de las plaquetas significan que las partículas de arcilla de tamaño similar se puedan comportar de una manera muy distinta cuando estén en contacto con el agua y, por tanto, diferir de manera significativa en sus características mecánicas.

## 2.2.2 DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS NATURALES

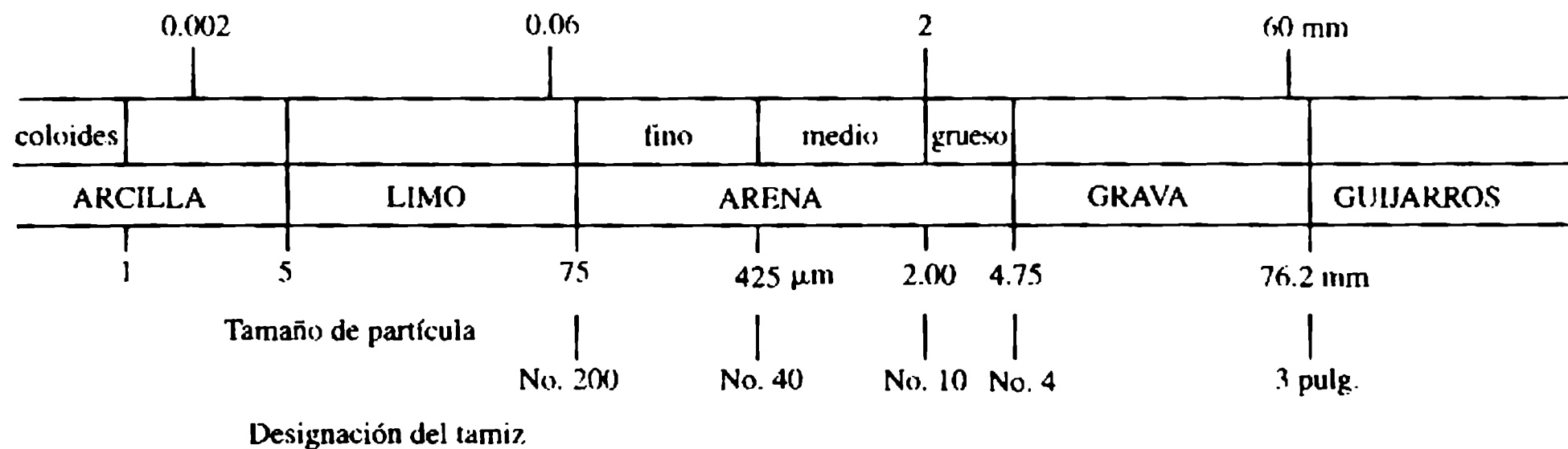
Las partículas de suelo varían en tamaño desde más de 100 mm (guijarros), pasando por gravas, arenas y limos, hasta arcillas de menos de 0.002 mm. Los suelos que se presentan de manera natural por lo general contienen una combinación de tamaños, pero se denominan de acuerdo con el comportamiento del tipo de partícula que los caracteriza como un todo. Entonces, un suelo arcilloso se denomina así porque muestra la plasticidad y la cohesión propias de los materiales basados en minerales arcillosos, aunque la matriz mineral contenga diversos tamaños de partículas, y aunque sólo una proporción menor de la matriz sea del tamaño de una arcilla, es decir  $< 0.002$  mm ( $2\mu\text{m}$ ).

Una comparación entre los dos sistemas principales más utilizados para definir y clasificar los suelos según el tamaño de las partículas se presenta en la figura 2.1. Las divisiones entre las denominaciones de los tipos de suelos corresponden a cambios importantes e identificables de sus características mecánicas. Por tanto, el análisis del tamaño de las partículas se emplea como clasificación primaria, para distinguir entre las gravas, las arenas y los limos de grano fino, y las arcillas. Un diagrama triangular para una comparación y clasificación descriptiva inicial

(a) Reino Unido (BS1377 1975)



(b) Estados Unidos (ASTM D422)



**Figura 2.1** Sistemas de clasificación de tamaños de partículas de suelos (Head, 1980).

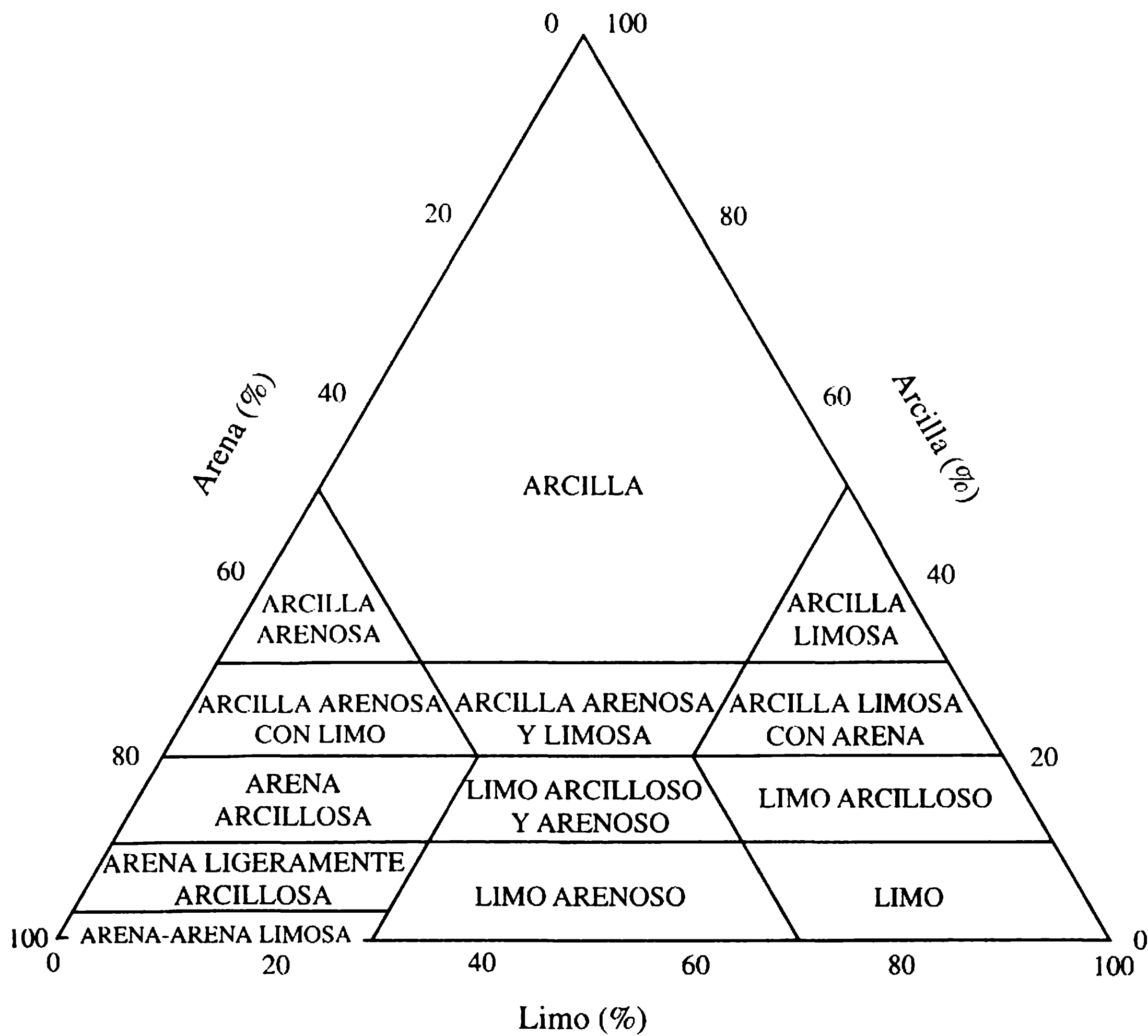
de los suelos, a partir de la distribución del tamaño de partículas, se muestra en la figura 2.2.

El análisis de los tamaños de partículas es insuficiente para una clasificación completa de los suelos con granos finos o de los suelos más gruesos cuando la matriz incluye una proporción de finos plásticos, es decir, arcillas. Es necesaria una clasificación secundaria basada en el grado de plasticidad, utilizando los límites de consistencia que se expresan en función del porcentaje del contenido de masa de agua,  $w$ .

El **límite líquido**,  $w_L$ , es el contenido de humedad que define el cambio del suelo de su estado (consistencia) plástico al líquido; el **límite plástico**,  $w_p$ , define el punto por debajo del cual el suelo es demasiado seco para exhibir plasticidad. La escala de contenido de agua donde el suelo presenta comportamiento plástico se expresa mediante el **índice de plasticidad**,  $I_p$ , con  $I_p = w_L - w_p$ . La clasificación secundaria se determina utilizando  $I_p$  y  $w_L$  en los diagramas de clasificación.

En los sistemas de clasificación más comunes se encuentran el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Unified Soil Classification System), utilizado en los Estados Unidos, y el Sistema Británico de Clasificación de Suelos con Fines de Ingeniería (British Soil Classification System for Engineering Purposes) (BSI, 1981). En estos sistemas los suelos se dividen en grupos, a los que se les asigna un símbolo, usualmente compuesto por dos letras. La primera letra se refiere al constituyente dominante de suelo, es decir G, S, M y C\* para gravas, arenas, limos y arcillas respectivamente. La segunda letra o de calificación proporciona el detalle descriptivo basado en, por ejemplo, la distribución granulométrica en los suelos

\* N. de R.T.: G, S, M y C por su denominación en inglés: *Gravels, Sands, Silts (Mud) y Clays*.



**Figura 2.2** Diagrama de identificación y clasificación descriptiva de suelos (Head, 1980).

más gruesos, ejemplo SW\*\* para arena bien gradada, o en el grado de plasticidad cuando se presentan arcillas finas, por ejemplo, I para intermedia, H\*\*\* para alta, etc. (BSI, 1981).

### 2.2.3 FASES EN EL SUELO: AGUA EN LOS POROS DEL SUELO: ESFUERZOS EFECTIVOS

Un suelo puede constituir un sistema de dos o tres fases que comprenden la matriz sólida del suelo o esqueleto y el fluido ya sea agua o gas o ambos. El agua puede existir en el suelo en diversas formas. El agua además de ser el constituyente principal de la fase líquida, puede presentarse también en una fase gaseosa como vapor de agua y en la fase sólida como agua absorbida. Todas las partículas minerales tienden a formar enlaces físico-químicos con el agua, de lo

\*\* N. de R.T.: SW por *well graded sand* en inglés.

\*\*\* N. de R.T.: I y H por *intermediate* y *high* en inglés.

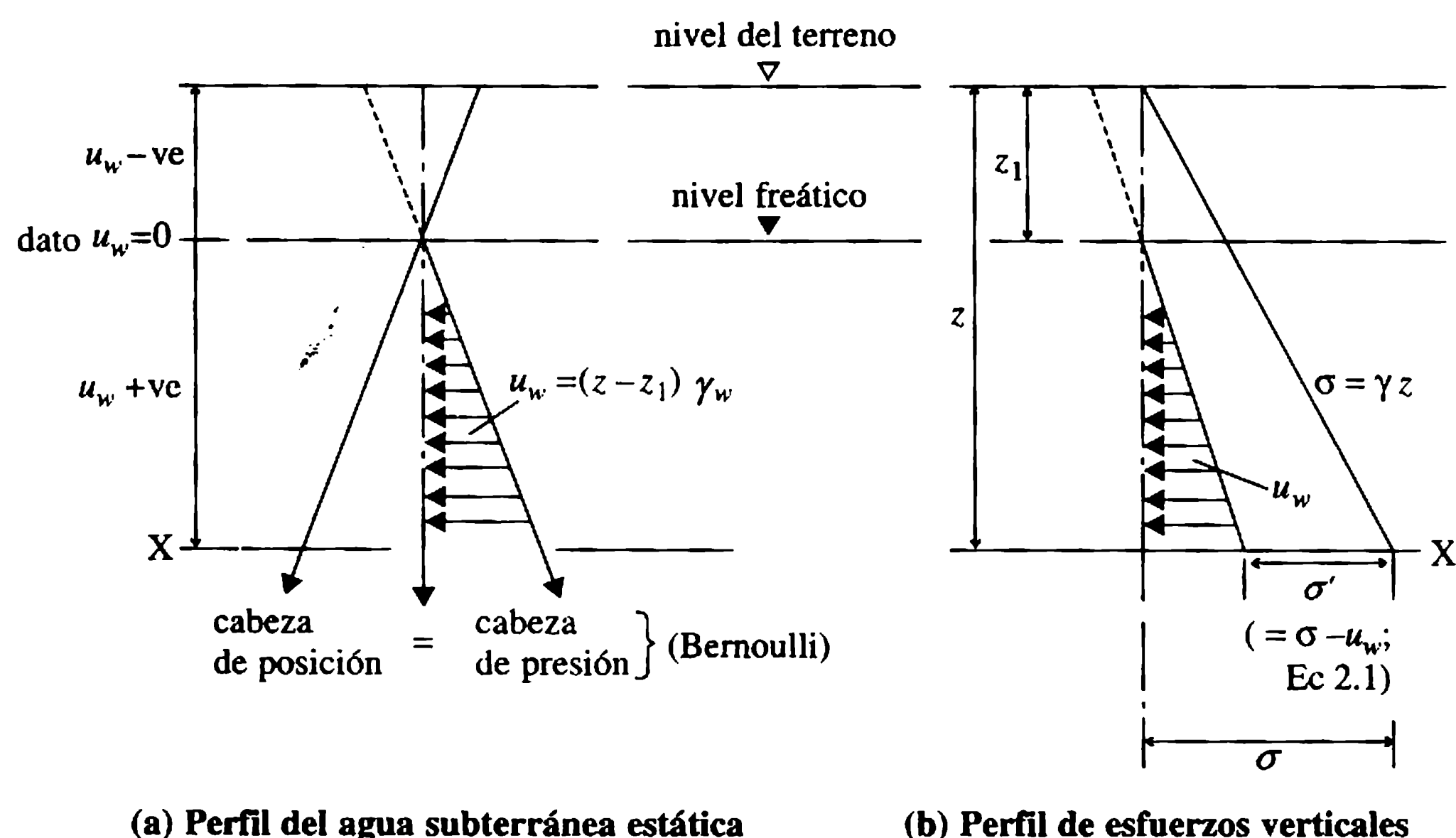


que resulta una película superficial de agua absorbida o fija. Esto tiene la mayor trascendencia en los suelos con granos más finos como resultado de su superficie específica relativamente alta y la composición mineral de las partículas de arcilla. Los fenómenos eléctricos asociados que ocurren en las interfaces de partículas de arcilla-agua son los principales responsables de la cohesión y la plasticidad identificada con los suelos arcillosos.

**Agua libre** es el término utilizado para describir la porción del agua en los poros totales que siguen las leyes normales de la hidráulica. Siempre que esta agua se presenta en los poros del suelo como una fase líquida continua, se aplica la ley de Bernoulli.

La **superficie freática** se define como el nivel de referencia en el cual la presión de agua en los poros dentro de la masa de suelo es cero, es decir atmosférica. El nivel del agua estable que se obtiene en una tubería vertical se denomina **nivel piezométrico**. El nivel freático (NF) o nivel del agua subterránea (NAS) experimenta fluctuaciones estacionales y puede cambiar también como un resultado directo de las operaciones de construcción. Por debajo del NAS se supone que el suelo está totalmente saturado, pero puede contener pequeños volúmenes de aire atrapado. Por encima del nivel freático, el agua puede sostenerse debido a las fuerzas de capilaridad. Los suelos limosos y las arcillas con frecuencia empleados en rellenos de terraplenes, en general, están parcialmente saturados cuando se compactan por primera vez, es decir, algún espacio entre los poros está lleno con aire de poros compresible.

En la figura 2.3(a) se muestra la sección vertical de una masa de suelo que está generando un esfuerzo vertical total,  $\sigma$ , y una presión de agua en los poros estática,  $u_w$ , en el plano horizontal X-X a una profundidad  $z$ . La presión de agua en los poros



**Figura 2.3** Presiones de agua en los poros y esfuerzos geostáticos verticales: caso de aguas subterráneas estáticas.

que es positiva por debajo del nivel freático disminuye la presión de contacto entre las partículas y el esfuerzo intergranular (efectivo, tensión)  $\sigma'$ , que se transmite a través de las partículas de suelo, el cual es menor que el esfuerzo total  $\sigma$  en una cantidad equivalente a la presión de agua en los poros; es decir, la presión o el esfuerzo efectivos están dados por:

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (2.1)$$

como se ilustra en la figura 2.3(b).

El nivel de esfuerzo efectivo es el que determina la resistencia al corte que puede soportar un suelo y la compresibilidad de un suelo arcilloso [ecuaciones (2.6) y (2.7)].

Características físicas representativas de los tipos comunes de suelos se presentan en la tabla 2.1. Los contenidos de agua se describen en porcentajes de la masa seca; la relación de vacíos,  $e$ , y el grado de saturación,  $S_r$ , se definen de acuerdo con la terminología estándar de la mecánica de suelos y se expresan en función del volumen.

## 2.3 Característica mecánicas de los suelos

### 2.3.1 RESPUESTA DEL SUELO A LAS CARGAS

La respuesta del suelo es importante en la construcción de presas de relleno, en cuanto al desempeño de los suelos de rellenos de tierra compactados mecánicamente y de los suelos naturales de cimentación subyacentes.

En la construcción de rellenos de tierra es necesario considerar las características portantes del relleno compactado y el comportamiento del suelo a medida que avanza la construcción. Es conveniente clasificar los problemas relacionados con la respuesta de los suelos a condiciones específicas de carga en problemas de **estabilidad** o de deformación. Los problemas de estabilidad tienen que ver con el equilibrio entre las fuerzas y los momentos y la resistencia del suelo movilizado.

**Tabla 2.1** Características físicas representativas de los suelos

| <i>Tipo de suelos</i>       | <i>Contenido natural de agua, <math>w</math> (%)</i> | <i>Peso unitario in situ, <math>\gamma</math> (<math>k N m^{-3}</math>)</i> | <i>Relación de vacíos <math>e</math> (ver nota)</i> | <i>Grado de saturación <math>S_r</math> (%)</i> |
|-----------------------------|--|---|---|---|
| Arena uniforme seca, suelta | 0  | 13.5  | 0.95  | 0   |
| Arena bien gradada          | 5  | 19.5  | 0.45  | 40  |
| Arcilla blanda              | 55   | 17.0  | 1.50  | >95   |
| Arcilla compactada          | 20   | 19.5  | 0.70  | >90   |
| Tilita rígida               | 10   | 23.0  | 0.30  | >95   |
| Turba y suelos orgánicos    | >250   | 10.0  | >3.50   | >90   |

La densidad relativa de partículas minerales de suelos  $G_s \approx 2.65 - 2.75$ .

$e$  = Volumen relativo de vacíos de los poros respecto al volumen de los sólidos de la matriz.



Cuando las primeras, que surgen de las cargas (o de la remoción del soporte como en una excavación de una zanja) exceden la resistencia al corte que puede movilizar el suelo, ocurrirá la falla, lo cual se manifiesta en general de manera progresiva y, en la fase final, con desplazamientos de masas grandes, relativamente rápidos, como en un talud de suelo. Los problemas de **estabilidad** involucran conceptos de resistencia al corte del suelo y la respuesta esfuerzo-deformación.

Si bien una masa de suelo puede ser estable en el sentido descrito anteriormente, puede, no obstante, sufrir **deformación** como resultado de cambios en las condiciones de carga o de drenaje. Una cantidad limitada de deformación ocurre sin que se presente un cambio neto de volumen, lo que es comparable al comportamiento elasto-plástico de muchos materiales no granulares. Las deformaciones más importantes de los suelos, sin embargo, por lo general conllevan cambios en el volumen producto de alteraciones en las configuraciones geométricas del agregado de partículas de suelo, es decir, un arreglo suelto adoptará una estructura más compacta y densa cuando se cargue. Si las partículas de suelo son relativamente gruesas, como arenas, este cambio ocurre casi de inmediato al aplicar la carga. En suelos arcillosos saturados, sin embargo, los cambios de volumen y las sedimentaciones debido a las cargas externas ocurren con lentitud mediante procesos hidrodinámicos complejos conocidos como consolidación (sección 2.3.3).

El esfuerzo efectivo,  $\sigma'$ , puede calcularse de la ecuación (2.1) si se conocen el esfuerzo total,  $\sigma$ , y la presión de poros,  $u_w$ . Si bien el esfuerzo total en un punto puede determinarse con facilidad mediante estática, la presión local de agua en los poros es una variable más compleja. En suelos de granos finos del tipo arcilla, el valor de  $u_w$  para incrementos de esfuerzos totales aplicados dependerá de las propiedades del esqueleto mineral del suelo y del fluido en los poros y es fuertemente dependiente del tiempo. La respuesta inmediata ( $t = 0$ ) de la presión de agua en los poros en un suelo particular a varias combinaciones de esfuerzos totales aplicados, se describe mediante el concepto de los coeficientes de presión de poros.

Al considerar los cambios en volumen de un elemento del suelo con un esfuerzo total aplicado (figura 2.4), el cambio en la presión de poros  $\Delta u_3$  debido a la aplicación de un cambio en un esfuerzo principal menor de  $\Delta \sigma_3$ , puede expresarse como:

$$\Delta u_3 = B \Delta \sigma_3 \quad (2.2)$$

donde  $B$  es un coeficiente empírico de la presión de poros.

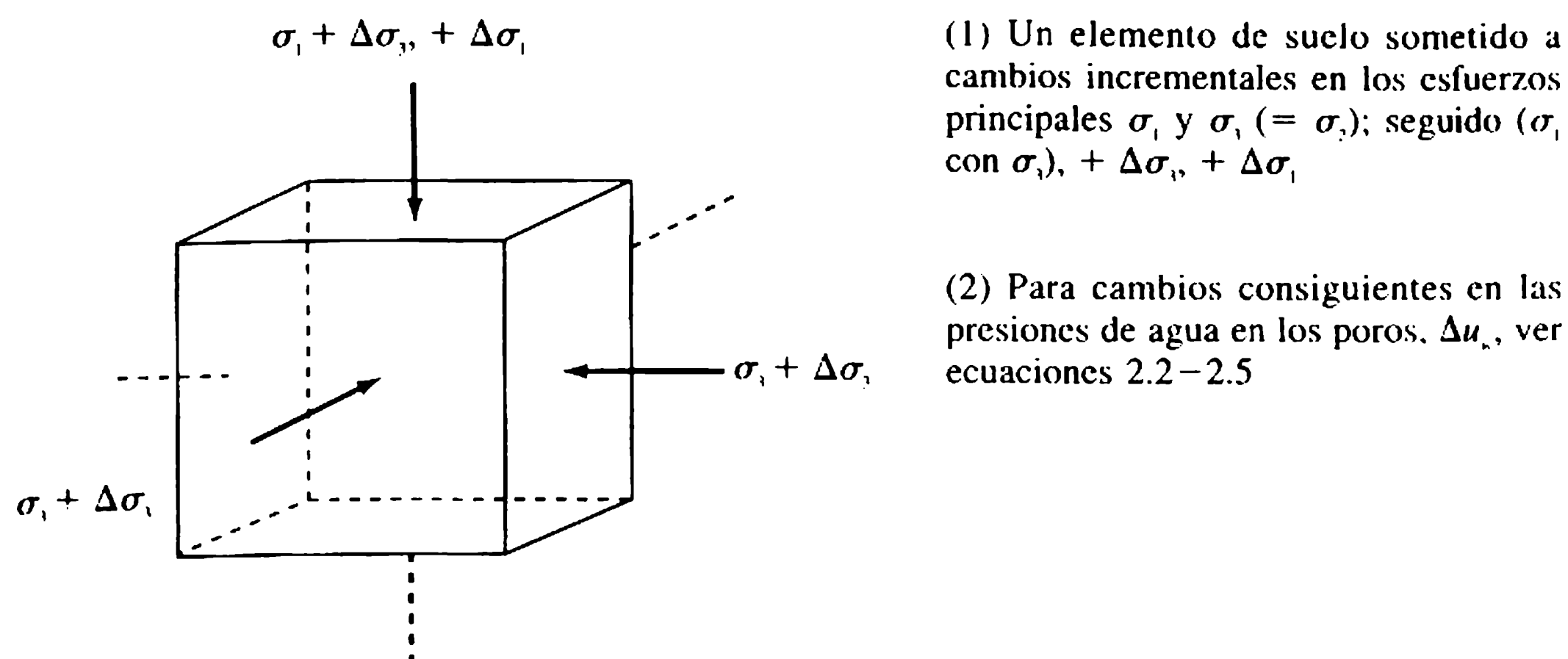
Si el esfuerzo principal total mayor,  $\sigma_1$ , también se cambia entonces, en un incremento  $\Delta \sigma_1$ , el cambio correspondiente en la presión de poros,  $\Delta u_1$ , está dado por:

$$\Delta u_1 = AB (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (2.3)$$

donde  $A$  es otro coeficiente empírico.

El cambio total en la presión de poros,  $\Delta u_w$ , debido a los cambios tanto de  $\sigma_3$  como de  $\sigma_1$  está dado así por:

$$\Delta u_w = \Delta u_3 + \Delta u_1 = B [\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]. \quad (2.4)$$



**Figura 2.4** Incrementos de los esfuerzos principales y presiones de agua en los poros.

Los coeficientes de presión de poros  $A$  y  $B$  permiten estimar los esfuerzos efectivos que resultan de cambios predichos o conocidos en los esfuerzos aplicados. Dada la importancia de los esfuerzos efectivos para controlar el comportamiento del suelo, estos coeficientes son herramientas de predicción esenciales en la solución de muchos de los problemas de la ingeniería de suelos. Se determinan en ensayos especiales de resistencia al corte triaxial en el laboratorio (sección 2.3.2).

La ecuación (2.4) se puede dividir por  $\Delta\sigma_1$  y escribir como:

$$\frac{\Delta u_w}{\Delta\sigma_1} = \bar{B} = B \left[ 1 - (1 - A) \left( 1 - \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1} \right) \right]. \quad (2.5)$$

El parámetro  $\bar{B}$  es un coeficiente global que tiene particular relevancia en la predicción de las presiones de agua en los poros generadas en el curso de la construcción de una presa de relleno. Se obtiene a partir de ensayos donde la muestra se somete a cambios en el esfuerzo correspondiente a los anticipados en el relleno prototipo.

### 2.3.2 RESISTENCIA AL CORTE

La **resistencia al corte** de un suelo se define como la máxima resistencia a los esfuerzos cortantes que se puede movilizar. Cuando ésta se excede ocurre la falla, por lo general a lo largo de superficies de falla identificables. La resistencia al corte se cuantifica de ordinario mediante dos parámetros:

1. La cohesión,  $c$ , resulta esencialmente de las fuerzas eléctricas complejas que entrelazan las partículas del tamaño de las arcillas.
2. El ángulo de resistencia al corte,  $\phi$ , que se desarrolla por la resistencia a la fricción entre las partículas y su entramado.

La resistencia al corte de un suelo en un punto sobre un plano particular se puede expresar como una función lineal del esfuerzo normal,  $\sigma_n$ , en el mismo punto utilizando el criterio de falla de Mohr-Coulomb:

$$\tau_f = c + \sigma_n \tan \phi \quad (2.6a)$$

donde  $\tau_f$  es la resistencia al corte en la falla.

Como se anotó antes, la resistencia al corte se determina por el nivel de esfuerzo efectivo (entre partículas) y no por el nivel de esfuerzo total. Una forma más apropiada de la ecuación (2.6.a) es, por tanto:

$$\tau_f = c' + \sigma'_n \tan \phi' \quad (2.6b)$$

donde  $c'$  y  $\phi'$  son los parámetros de resistencia al corte, expresados en función de los esfuerzos efectivos, y  $\sigma'_n$  es el esfuerzo normal efectivo [ecuación (2.1)].

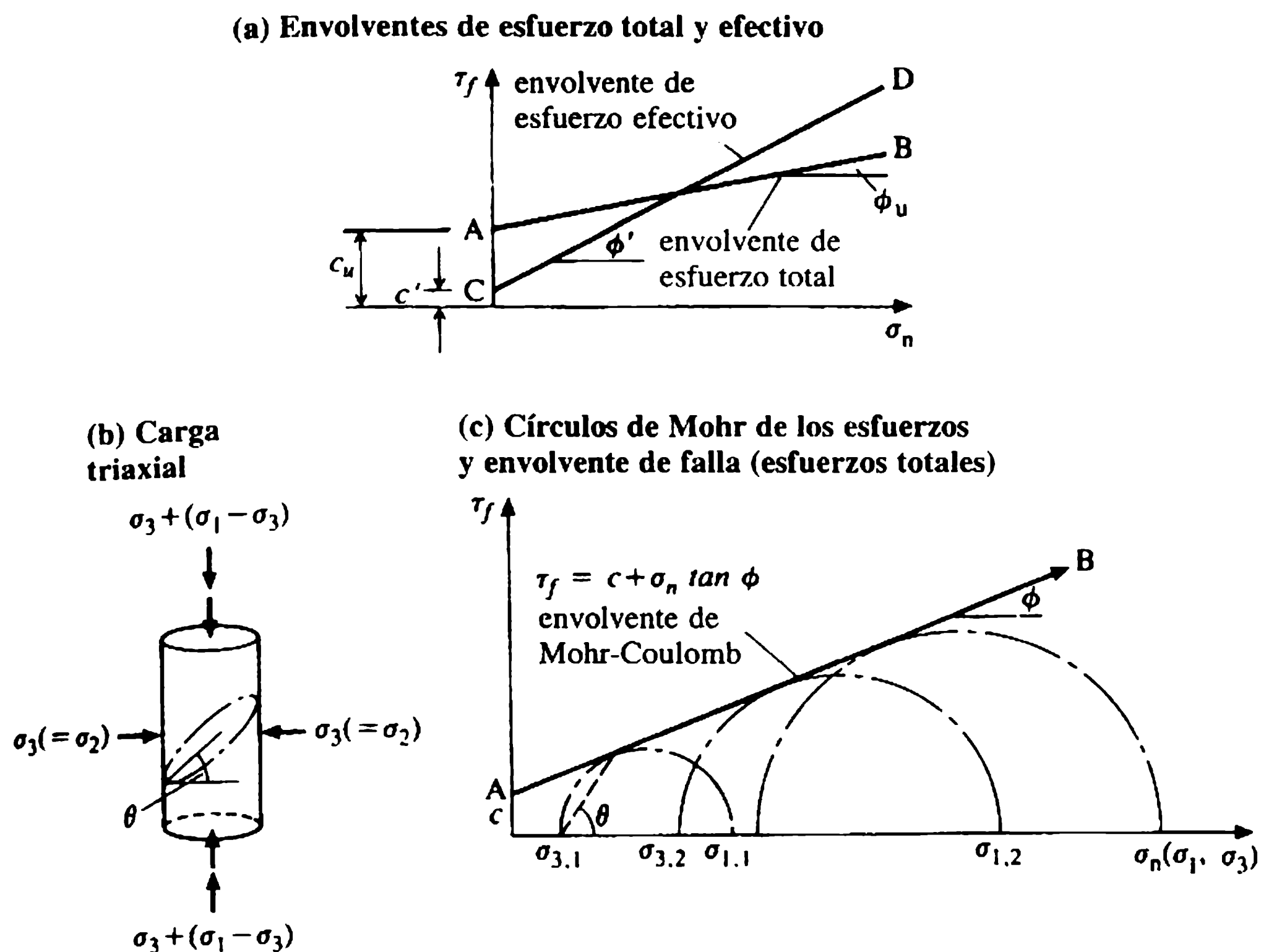
Las envolventes de falla AB y CD representan respectivamente las ecuaciones (2.6a) y (2.6b) en la figura 2.5(a). Cualquier combinación de esfuerzos normales y cortantes representada por un punto por encima de la apropiada envolvente de Mohr-Coulomb evidencia un estado de falla del suelo; un punto por debajo indica una condición de esfuerzo sostenible.

Las envolventes AB y CD pueden determinarse a partir de los resultados de corte en el laboratorio, por ejemplo, un ensayo de corte triaxial [figura 2.5(b)], en donde los esfuerzos principales aplicados se controlan en tres direcciones ortogonales. Es un ensayo de corte indirecto puesto que la inclinación del plano de la falla no está predeterminada. Los esfuerzos principales verticales ( $\sigma_1$ ) y los horizontales ( $\sigma_3 (= \sigma_2)$ ) no corresponden a los esfuerzos normales y cortantes en el plano de la falla que, por tanto, deben obtenerse indirectamente, mediante la construcción de la gráfica de un círculo de Mohr [figura 2.5(c)] o una gráfica ' $p - q$ ' (que no se muestra). La gráfica de la respuesta esfuerzo-deformación en los suelos, obtenida de ensayos triaxiales es en esencia curvilínea, es decir la respuesta elástica a la carga es muy pequeña, como se muestra en la figura 2.6.

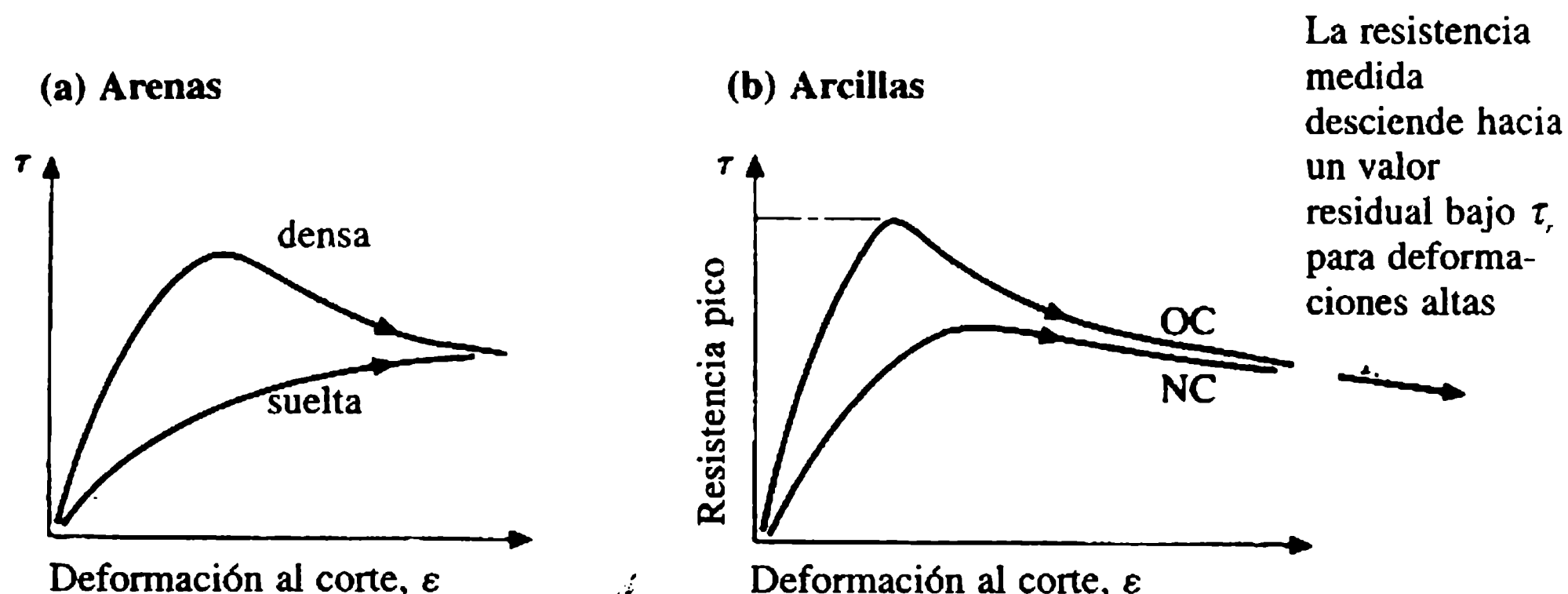
Suelos más gruesos como las arenas, adquieren su resistencia al corte sobre todo del entramado entre partículas y la fricción interna, denominándose así suelos no cohesivos ( $c \approx 0$ ) o de fricción. Cuando las arcillas saturadas se cargan en condiciones de no drenadas, pueden parecer que sólo tengan cohesión. Con frecuencia, las arcillas se identifican en términos generales como suelos cohesivos ( $c > 0$ ,  $\phi = 0$ ). Suelos de tipo intermedio y la mayoría de los suelos 'cohesivos', exhibirán tanto cohesión como fricción interna (un suelo ' $c - \phi$ '). El comportamiento al corte de cada tipo puede representarse mediante las relaciones de Mohr-Coulomb [ecuaciones 2.6(a) y 2.6(b)], que proporcionan las envolventes de la falla del ejemplo que se ilustra en la figura 2.5.

La densidad controla en gran parte la resistencia al corte de los suelos. A mayor densidad, el ángulo de resistencia al corte  $\phi$  es más grande [figura 2.6(a)].

La mayoría de los problemas en ingeniería suceden con suelos cohesivos finos, y surgen de la naturaleza de las partículas de arcilla. Debido a su baja permeabilidad y gran afinidad al agua, usualmente los suelos arcillosos se hallan en estados saturados



**Figura 2.5** Envoltentes de falla y el criterio de Mohr-Coulomb.



**Figura 2.6** Curvas de respuesta esfuerzo-deformación del suelo.

o casi saturados. Cambios en las condiciones externas de carga, que incluyen operaciones de construcción, generan altas presiones en el agua de los poros que se disipan con mucha lentitud. Se establece una relación clara entre la resistencia al corte y el incremento en el contenido de agua: para contenidos altos, las fuerzas cohesivas entre las partículas de arcilla se debilitan con rapidez, lo que genera una gran reducción de las resistencias al corte.

El factor que más influye sobre las características de resistencia al corte y consolidación (sección 2.3.3) de una arcilla saturada es su historia de esfuerzos y no su densidad. Si los esfuerzos efectivos actuales *in situ* son los más grandes que ha soportado la arcilla en su historia, ésta se describe como **normalmente consolidada** (NC).

Si, por el contrario, se han aliviado los niveles previos de esfuerzo efectivo, por ejemplo como resultado de una glaciación, la arcilla se describe como **sobreconsolidada** (SC). La relación entre los máximos esfuerzos efectivos previos y los presentes *in situ* es la **relación de sobreconsolidación** (RSC). En general, las arcillas consolidadas son más bien blandas y compresibles. Su resistencia al corte no drenada,  $c_u$ , que se desarrolla cuando no hay el alivio en la presión del agua en los poros debido al drenaje, es proporcional a la presión bajo la cual han sido consolidadas y, por consiguiente, se incrementa con la profundidad. Las arcillas sobreconsolidadas como las tilitas glaciales ( $RSC = 1 - 3$ ) que se utilizan a menudo en rellenos en terraplenes en el Reino Unido son relativamente rígidas.

Si la estructura de ciertos suelos cohesivos es alterada o remodelada, como en el proceso de compactación del relleno en un terraplén, puede ocurrir una pérdida significativa de resistencia al corte. La relación del esfuerzo de inalterado a remodelado no drenado con el mismo contenido de humedad se define como la **sensibilidad**,  $S$ . La sensibilidad de la mayoría de las arcillas y aluviones del Reino Unido está entre 1 y 3. Las arcillas con valores superiores a 4 se denominan sensitivas.

La consistencia de la arcilla puede clasificarse aproximadamente con base en la resistencia al corte cohesiva no drenada,  $c_u$ , como se muestra en la tabla 2.2.

### 2.3.3 COMPRESIBILIDAD Y CONSOLIDACIÓN

Cuando se aplica carga a una masa de suelo puede ocurrir compresión y sedimentación como consecuencia de uno o más de los siguientes tres mecanismos:

1. deformación elástica de las partículas de suelo;
2. compresión del fluido de los poros;
3. expulsión del fluido de los poros de la zona esforzada, con reordenamiento de las partículas de suelo.

Las partículas de suelo y agua son sensiblemente incompresibles, en consecuencia, la compresión o disminución del volumen de un suelo de grano fino saturado debido a la aplicación de esfuerzos o cargas se debe, casi en su totalidad al mecanismo 3 (expulsión de la presión de agua en los poros) a medida que se disipa el exceso

**Tabla 2.2** Descripción de la consistencia de suelos arcillosos (BSI, 1981)

| <i>Consistencia</i> | <i>Resistencia no drenada <math>c_u</math> (KN m<sup>-2</sup>)</i> |
|---------------------|--|
| Muy rígida o dura   | >150   |
| Rígida              | 100-150  |
| Firme a rígida      | 75-100   |
| Firme               | 50-75  |
| Blanda a firme      | 40-50  |
| Blanda              | 20-40  |
| Muy blanda          | <20  |

de la presión de agua en los poros. Este proceso hidrodinámico se denomina **consolidación** y es relevante, en su mayor parte, en las arcillas y en los suelos orgánicos en donde el proceso de cambio de volumen es en comparación lento por sus permeabilidades muy bajas (sección 2.3.4). El proceso de consolidación es en parte reversible, es decir, suelos compresibles pueden expandirse al remover la carga. Las características unidimensionales de consolidación vertical, determinadas en los ensayos de laboratorio, se expresan mediante dos coeficientes.

1. El coeficiente de compresibilidad volumétrica,  $m_v$ , se requiere para determinar la magnitud de la sedimentación de consolidación dependiente del tiempo:

$$m_v = \Delta \epsilon_v / \Delta \sigma'_v \quad (2.7)$$

donde  $\Delta \epsilon_v$  es el incremento de deformación vertical producido por un incremento de esfuerzo vertical  $\Delta \sigma'_v$ , si no se permite movimiento lateral.

2. El coeficiente de consolidación,  $c_v$ , se utiliza para establecer las tasas de sedimentación:

$$c_v = k / m_v \gamma_w \quad (2.8)$$

donde  $k$  es un coeficiente de permeabilidad.

El coeficiente de consolidación secundaria,  $C_\alpha$ , se utiliza para describir sedimentaciones subsecuentes continuas debido al arrastre de la estructura del suelo bajo esfuerzos efectivos constantes.

#### 2.3.4 PERMEABILIDAD DEL SUELO

La permeabilidad del suelo es importante en los problemas de infiltración, estabilidad de taludes y consolidación. También es importante en los procesos de tratamientos del terreno, por ejemplo, en inyecciones y en desecaciones. La permeabilidad relativa de los suelos saturados es estimada mediante un coeficiente de permeabilidad,  $k$ , que se expresa en unidades de velocidad ( $m\ s^{-1}$ ). Es de las propiedades del suelo, la más variable entre los extremos de una grava gruesa hasta una arcilla intacta, y aun dentro de suelos uniformes ideales. Valores ilustrativos de  $k$  se presentan en la tabla 2.3.

El flujo de agua en un suelo saturado puede representarse por:

$$v = -k \frac{dh}{dl} \quad (2.9)$$

donde  $v$  es la velocidad y  $dh/dl = i$ , es el gradiente hidráulico.

Esta relación se aplica sólo si el suelo es, o está cercano, a la saturación total y si prevalecen las condiciones de flujo laminar y se puede volver a escribir en la forma de la ecuación familiar de Darcy:

$$Q = kiA_s \quad (2.10)$$

donde  $Q$  es el caudal y  $A_s$  es el área de la sección transversal total del flujo.



**Tabla 2.3** Ilustración de propiedades mecánicas para tipo de suelos seleccionados (comparar con la tabla 2.6)

| Descripción                    | Peso unitario saturado<br>$\gamma$ ( $kNm^{-3}$ ) | Resistencia al corte<br>(esfuerzo efectivo) |                              | Coeficiente de permeabilidad<br>( $\times 10^{-4} m^2kN^{-1}$ ) | Coeficiente de permeabilidad horizontal<br>$k_h(m s^{-1})$             |
|--------------------------------|---|---|------------------------------|---|--|
|                                |   | Cohesión<br>$c'(kN m^{-2})$                 | Fricción<br>$\phi'$ (grados) |   |  |
| Gravillas                      | 17-22   | 0   | 30-45                        | (0.1-1.0)   | $10^{-1} - 10^{-2}$  |
| Arenas                         |   | 0   | 30-45                        |   | $10^{-2} - 10^{-5}$  |
| Limos                          |   | <5  | 20-35                        |   | $10^{-4} - 10^{-6}$  |
| Arcillas (blanda-medias)       | 15-21   | 0   | 20-30                        | (1.0-10.0)  | Arcilla intacta<br>< $10^{-8}$   |
| Arcillas (sensitivas, limosas) |   | <10   | <30                          |   | Si está meteorizada, fisurada o con lentes de limo $10^{-3} - 10^{-8}$ |
| Arcillas (medias-rígidas)      |   | <50   | <20                          |   |  |

- 1. Valores de  $m_v$  y  $k_h$  están sujetos a una variación amplia; los valores citados son sólo una guía del orden de magnitud.
- 2.  $k_h > 10^{-3} m s^{-1}$  es necesario para un buen drenaje;  $k_h < 10^{-6} m s^{-1}$  corresponde a ser virtualmente permeable.
- 3. Las propiedades de suelos de grano grueso se controlan con la densidad relativa y la forma de la partícula; aquellos suelos de tipo arcilloso están influidos por la historia de esfuerzos, etcétera.

Las permeabilidades del suelo son sin duda anisotrópicas, con  $k_h$ , el coeficiente de permeabilidad horizontal, varias veces más grande que  $k_v$ , el coeficiente de permeabilidad vertical. En rellenos compactados la relación  $k_h/k_v$  puede exceder de 20. El coeficiente de permeabilidad horizontal se determina con más confiabilidad *in situ*, es decir, mediante ensayos de bombeo de campo en agujeros de sondeo. Asimismo, existen técnicas de laboratorio, pero la reproductibilidad de los resultados es pobre, debiéndose considerar más como un indicativo de órdenes relativos de la magnitud de la permeabilidad que de valores absolutos.

La permeabilidad de los suelos no saturados, como terraplenes antes del primer rebalsamiento y saturación, es mucho más complejo. Este aspecto no se considera en este texto, pero se puede consultar a Lee, White e Ingles (1983).

2.3.5 COMPACTACIÓN

**Compactación** es el proceso de densificación debido a la expulsión de aire del espacio vacío del suelo, lo que da como resultado una disposición más cercana de las partículas, una mejora en la resistencia y una reducción en la sedimentación. (El proceso no debe confundirse con la consolidación, en donde el volumen disminuye como resultado de una expulsión gradual de agua bajo una carga aplicada – sección

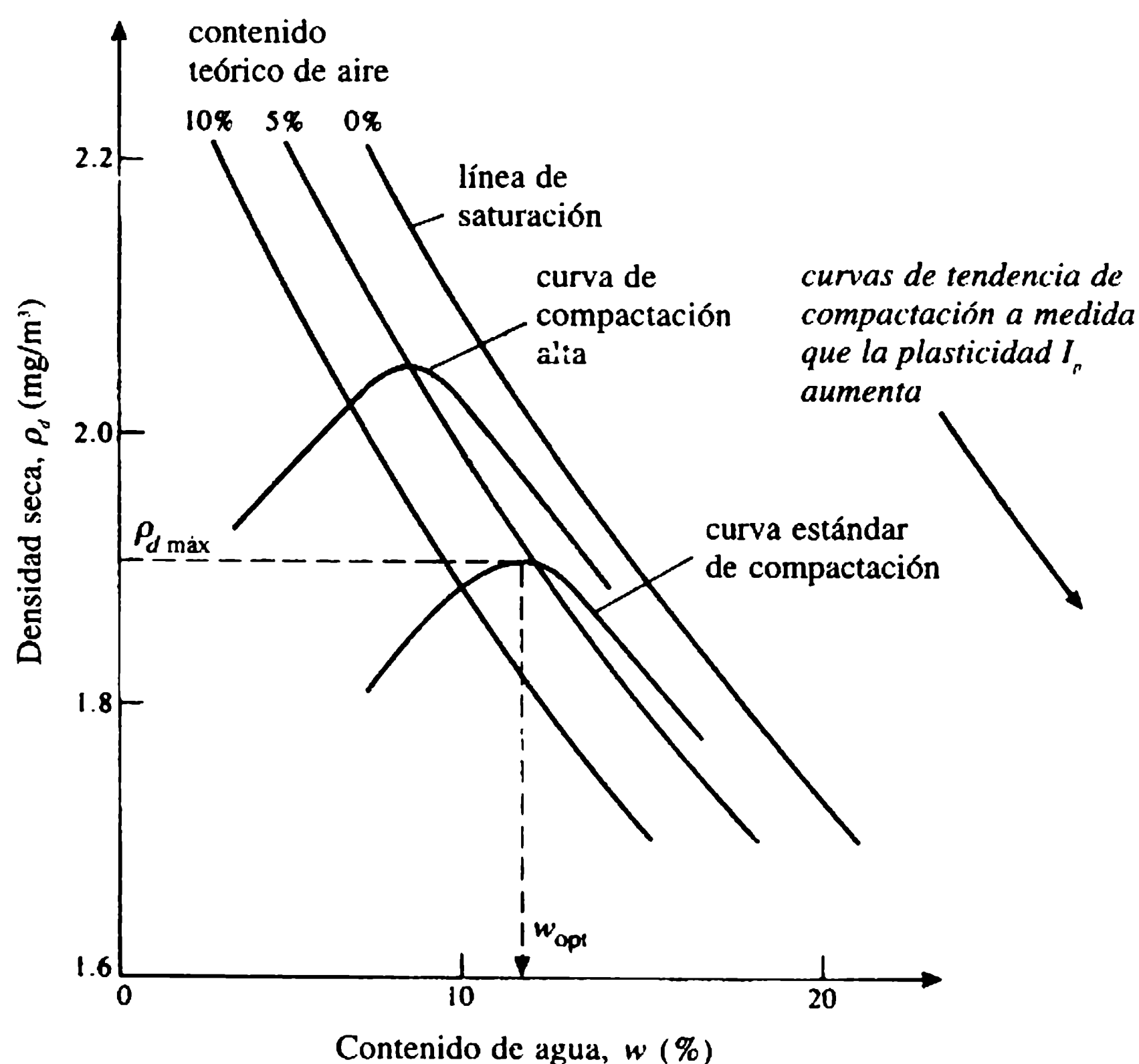
**2.3.3).** La compactación en el campo de los rellenos de terraplenes por lo general se logra mediante el paso de rodillos por capas delgadas, a menudo ayudadas por la excitación vibratoria del equipo. El proceso también puede aplicarse para suelos *in situ*, y es la más común y la más barata de las técnicas de mejoramiento del terreno a gran escala.

El grado de compactación de un suelo se mide en función de la densidad seca,  $\rho_d$ , (o peso unitario seco  $\gamma_d$ ), es decir, la masa (o peso) de los sólidos por unidad de volumen de suelo sin contar la humedad:

$$\rho_d = \rho / (1 + w) \quad (2.11)$$

donde  $\rho$  es el volumen o densidad *in situ* y  $w$  es el contenido de agua.

La densidad seca obtenida durante la compactación varía con el contenido de agua de un suelo y el esfuerzo de compactación aplicado. Los efectos de estas variables son evidentes en las gráficas de las relaciones de densidad seca-contenido de humedad que se muestran en la figura 2.7. La aplicación de un esfuerzo de compactación específico a las muestras de suelo preparadas con contenidos diferentes de agua produce curvas de rendimiento con una forma característica de V invertida. Para contenidos bajos de agua, el suelo es rígido y difícil de compactar, lo que produce bajas densidades secas; a medida que el contenido de agua se incrementa la compactación se hace más fácil y se obtienen densidades secas más altas. A contenidos de agua altos, el agua ocupa un volumen cada vez mayor del espacio de los



**Figura 2.7** Relaciones de compactación de suelos.

vacíos del suelo y la densidad seca disminuye. Para un esfuerzo de compactación dado hay, por consiguiente, un valor óptimo de contenido de agua,  $w_{opt}$ , de donde se obtiene el máximo valor de la densidad seca,  $\rho_{d\ max}$ . Si todo el aire del suelo pudiera expulsarse por compactación, el suelo estaría en un estado de saturación completa ( $S_r = 100\%$ ) y  $\rho_d$  tendría el máximo valor posible para un contenido de humedad dado. En la práctica este grado de compactación nunca puede alcanzarse.

Al incrementar los esfuerzos de compactación, se desplaza la curva de densidad seca-contenido de humedad para dar una más alta densidad seca máxima con un menor contenido óptimo de agua (figura 2.7). Para un esfuerzo de compactación constante, los diferentes tipos de suelos producen diferentes curvas de rendimiento de densidad seca-contenido de agua; en general, los suelos más gruesos pueden compactarse a mayores densidades secas. Para una compactación efectiva, el espesor de la capa de suelo debe ser tan delgado como sea viable en términos económicos. En general, el espesor máximo especificado de la capa para una compactación de campo efectiva está en el rango de 150-250 mm.

La especificación de la compactación de campo en un relleno debe asegurar que se obtenga la densidad seca, lo que garantizará la resistencia y otras características adecuadas para satisfacer los criterios de estabilidad, de sedimentación u otros. La densidad seca obtenida en campo es de ordinario menor que la obtenida en el laboratorio  $\rho_{d\ máx}$ . La relación entre la densidad seca en el terreno y la  $\rho_{d\ máx}$ , expresada como porcentaje se define como la **compactación relativa**. Esta relación puede utilizarse para especificar el grado requerido de compactación en el sitio, lo que coloca límites en los contenidos de agua del suelo. Para proyectos de relleno mayores, como terraplenes, es cada vez más común utilizar la especificación dependiendo del tipo de 'método', basada en ensayos de campo muy completos. En términos amplios, este tipo de especificación define los límites del espesor de la capa y el contenido de agua y requiere que se fije el número mínimo de pasadas de un rodillo específico sobre cada capa de suelo.

La compactación de un suelo modifica las características mecánicas principales, de la siguiente manera:

1. *Resistencia al corte.* Aunque la resistencia al corte se incrementa con la compactación, aquella obtenida bajo un esfuerzo de compactación dado varía con el contenido de agua. La máxima resistencia al corte en general ocurre para un contenido  $w_{opt}$  y, por tanto, a una menor densidad seca que  $\rho_{d\ máx}$ . En la práctica, la mayor resistencia al corte a largo plazo es probable que sea alcanzada por compactación con un contenido de agua ligeramente mayor que  $w_{opt}$ . En rellenos de tierra, en particular en el núcleo de una presa, la plasticidad es también un aspecto importante en cuanto al riesgo de formación de grietas internas o fracturamiento hidráulico (sección 2.7).
2. *Compresibilidad.* Un mayor grado de compactación reducirá la sedimentación debido a la compresión y consolidación subsecuentes.
3. *Cambio de volúmenes (debido a cambios en el contenido de agua).* Para la compactación de un suelo compresible, un alto contenido de agua tiende a reducir el hinchamiento subsecuente e incrementar la contracción potencial. La compactación con contenido de agua más bajo tiene el efecto contrario.

4. **Permeabilidad.** La mayor compactación genera una reducida permeabilidad. Los efectos son menos evidentes en suelos cohesivos, donde los valores bajos de permeabilidad son influidos considerablemente por, *inter alia*, la naturaleza y estructura de los poros.

### 2.3.6 PROPIEDADES MECÁNICAS REPRESENTATIVAS DE LOS SUELOS

En la tabla 2.3 se presentan intervalos con valores representativos de las principales propiedades mecánicas para diversos tipos genéricos de suelos en su estado natural.

Se debe actuar con mucho cuidado en la interpretación de la tabla 2.3, debido a que las propiedades de los suelos nominalmente homogéneos y uniformes están sujetas a variaciones considerables. Los intervalos de los valores dados deben considerarse sólo como una ilustración. Se pueden comparar con los valores correspondientes para los rellenos compactados presentados en la tabla 2.6 (se debe consultar la sección 2.5.1).

## 2.4 Principios de diseño

### 2.4.1 TIPOS Y ELEMENTOS IMPORTANTES

En su forma más simple y antigua, la presa de relleno se construía con suelos de baja permeabilidad y de perfil nominalmente homogéneo. Su sección no presentaba drenaje interno ni rastrillo. Aunque las presas de ese tipo evidenciaron vulnerabilidad a problemas asociados con infiltraciones incontroladas, poco progresó el diseño antes del siglo XIX. Entonces se reconoció que, en principio, las presas de relleno más grandes requerían dos elementos constitutivos (ver sección 1.3):

1. un elemento impermeable de retención de agua o núcleo de un suelo con permeabilidad muy baja, por ejemplo, arcilla blanda o altamente remoldeada, y
2. espaldones de soporte de un relleno de tierra más grueso (o de enrocado), para proporcionar estabilidad estructural.

Como principio de diseño más avanzado *c*, desde 1860 los espaldones se ‘zonificaron’, a menudo colocando los suelos más finos adyacentes al elemento del núcleo y material de relleno un poco más grueso hacia ambos paramentos.

Las prácticas actuales de diseño de presas de relleno conservan estos principios. Para el elemento impermeable del núcleo se emplean rellenos limosos de grano fino o arcillosos compactados o, en algunos casos, materiales manufacturados, como asfalto o concreto. Según su disponibilidad, rellenos más gruesos de diferentes tipos que abarcan hasta enrocados gruesos, se compactan en zonas designadas de ambos espaldones, donde las características propias de cada uno pueden desplegarse mejor dentro de un perfil efectivo y estable.

En la sección 1.3 se expusieron las principales ventajas por las que las presas de relleno mantienen su predominio. Las figuras 1.2 y 1.3 ilustraron las variantes más

importantes de las presas de relleno, y a continuación se presentaron unas notas breves complementarias de cada una de ellas.

El uso de los rellenos homogéneos [figura 1.2(a) y (b)] en general se limita a presas más pequeñas, menos importantes y a diques en ingeniería fluvial (Marsland, 1957) (capítulo 8). Se requiere una disponibilidad amplia de suelo con permeabilidad suficientemente baja y se hace necesario un diseño cuidadoso y una planeación de los detalles internos a fin de controlar la infiltración y las presiones de agua en los poros.

El perfil con un núcleo central del relleno térreo, ilustrado en las figuras 1.2(c) a 1.2(e), es el más común en las presas de relleno de mayor tamaño. Los núcleos angostos de arcilla blanda compresible o de concreto, como en los perfiles de las figuras 1.2(c) y 1.2(d), han sido remplazados desde 1940-1950 por los núcleos de arcilla compactada de la figura 1.2(e), los cuales son técnicamente superiores. El núcleo esbelto puede ser vulnerable a fraccionamiento y erosión interna (sección 2.7.2), los núcleos más anchos presentan los menores gradientes hidráulicos internos. El cambio hacia núcleos más anchos coincide con el desarrollo de la teoría de la mecánica de suelos y con la introducción de equipos de compactación y movimiento de tierra de gran capacidad. El ancho de la base del núcleo ahora es, en general entre 20 y 40% de la altura del relleno [ver también las figuras 2.10(a) y 2.10(b)]. Las presas con núcleos centrales e inclinados con espaldones de enrocado gradado y compactado se muestran en las figuras 1.2(f), 1.3(a) y 1.3(b).

El perfil con un núcleo inclinado, ilustrado en la figura 1.3(b), se considera a veces ventajoso al moderar el riesgo de agrietamiento del núcleo como resultado de la transferencia de carga entre el núcleo compresible y el espaldón más rígido de enrocado (sección 2.7).

Los enrocados con cubierta, ilustrados en la figura 1.3(c), presentan una membrana impermeable de concreto o asfáltica aguas arriba. Membranas asfálticas delgadas (0.15-0.30 m de espesor) se emplean ampliamente cuando el suelo apropiado para la construcción del núcleo no está disponible o no es económico. Una membrana asfáltica puede soportar deformaciones importantes sin romperse. Las membranas de asfalto más gruesas (0.6-1.0 m) también se emplean bastante en la posición central menos vulnerable, como se indica en la figura 1.3(d) (y figura 2.17).

La selección del tipo óptimo de relleno para un sitio específico es determinada principalmente por la naturaleza y disponibilidad en cantidad suficiente de los diferentes materiales de relleno. Las pendientes más altas de los paramentos posibles en espaldones de enrocado compactado [figuras 1.2 (f) y 1.3(a)-(d)] pueden reducir entre 30 y 50% la cantidad de relleno requerido para una altura de presa dada.

Las cargas primarias que actúan sobre un relleno no difieren en principio de las que se aplican a las presas de gravedad y que se esbozaron en la sección 1.7. Hay, sin embargo, diferencias conceptuales en lo referente a la carga debida al agua que, en todos los casos exceptuando los enrocados de cubierta, se ejerce por dentro del relleno del espaldón aguas arriba. La carga del peso propio es importante con respecto a la estabilidad y los esfuerzos internos para el relleno y para cimentaciones en suelos compresibles. Debido a esas diferencias, el análisis de las presas de relleno es menos formal y se lleva a cabo de una manera muy diferente del



**análisis de las presas de concreto (capítulo 3).** Esto se desarrollará con más detalle después de considerar los defectos y modos de falla que pueden afectar las presas de relleno.

#### 2.4.2 MECANISMOS Y MODOS DE FALLA Y PRINCIPIOS DE DISEÑO

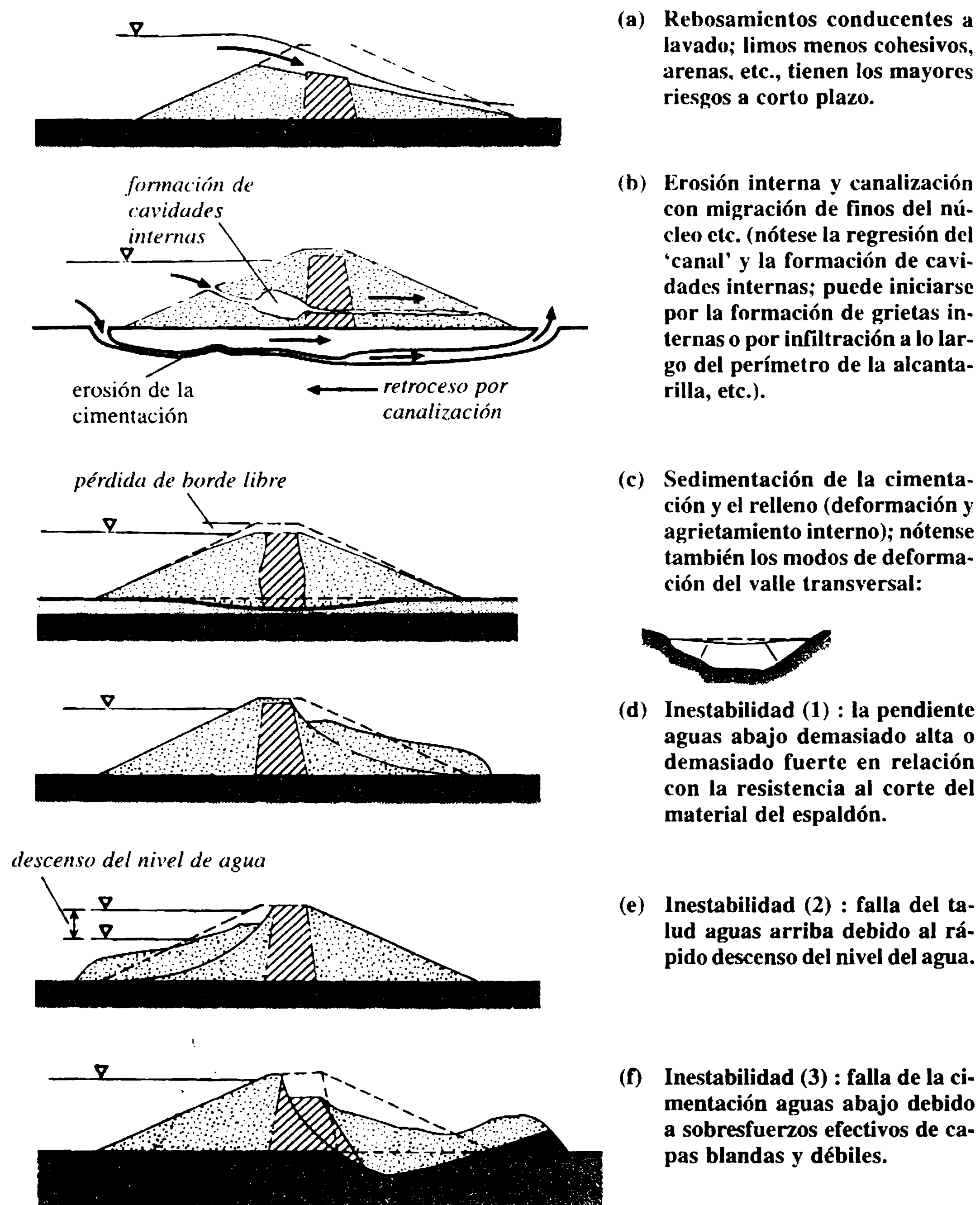
Los principales mecanismos y modos de falla identificables en una presa de relleno se ilustran en forma esquemática en la figura 2.8. Ciertos mecanismos están interrelacionados, por ejemplo, puede ocurrir rebosamiento debido a una capacidad inadecuada del vertedero o por carencia de un borde libre lo que, a su vez, puede resultar de una deformación y sedimentación de largo plazo. La erosión interna y los mecanismos de rebosamiento son de interés particular, cada uno de ellos es responsable entre 30 y 35% de los incidentes y fallas serios.

La figura 2.8 también resalta las consideraciones principales de diseño llamando la atención contra los riesgos principales que se deben prevenir:

1. *Rebosamiento y borde libre.* El vertedero de excesos y la capacidad de desagüe deben ser suficientes para prevenir rebosamientos, con riesgo de erosión severa y posible lavado del relleno (capítulo 4). El borde libre, es decir, la diferencia entre el nivel máximo del embalse y el nivel mínimo de la cresta de la presa, debe ser suficiente para prevenir rebosamientos por la acción de las olas. También debe incluir un margen para la sedimentación de largo plazo de la presa previsible en una cimentación compresible.
2. *Estabilidad.* El relleno, incluida su cimentación, debe ser estable bajo la construcción y en todas las condiciones de operación del embalse. Las pendientes de los paramentos deben ser, por tanto, suficientemente planas para asegurar que los esfuerzos internos y la cimentación permanezcan dentro de límites aceptables.
3. *Control de infiltración.* La infiltración dentro y debajo del relleno debe controlarse para prevenir la erosión interna oculta y la migración de materiales finos, por ejemplo, del núcleo, o la erosión externa y los desprendimientos. Los gradientes hidráulicos, la presión de infiltración y las velocidades de infiltración dentro y bajo la presa deben, por tanto, restringirse a niveles aceptables para los materiales del caso.
4. *Protección del paramento aguas arriba.* El paramento aguas arriba debe protegerse contra la erosión local que resulta de la acción de las olas, movimiento del hielo, etc.
5. *Obras de desagüe y auxiliares.* Se debe ser muy cuidadoso para garantizar que el desagüe u otras estructuras construidas dentro de la presa, no permitan el paso sin obstrucción de agua infiltrada a lo largo de su perímetro con el riesgo de una migración de suelos y canalización.

Detalles de los mecanismos de falla más importantes con ejemplos ilustrativos de causas y medidas preventivas se presentan en la tabla 2.4.





**Figura 2.8** Mecanismos y modos de falla de rellenos.

### 2.4.3 ASPECTOS DEL DISEÑO Y LA PRÁCTICA

Las consideraciones resumidas en la sección 2.4.2 tienen grandes implicaciones con respecto a ciertos aspectos de diseño y buenas prácticas de construcción. Algunos de los puntos más importantes se detallan a continuación, y en las figuras 2.10 (a) y (b) y la figura 2.17 se muestran ejemplos representativos de presas de relleno que ilustran las prácticas modernas.

**Tabla 2.4** Mecanismos de fallas de presas de relleno y medidas preventivas

| <i>Defectos</i>   | <i>Características</i>   | <i>Causas</i>   | <i>Medidas preventivas - correctivas</i>  |
|---|--|---|---|
| <b>Externos</b>   |  |   |   |
| <b>Rebosamientos</b>  | Flujo sobre la presa y posible lavado; mayores riesgos en suelos menos cohesivos; más grave si es localizado.                  | Vertedero inadecuado y/o borde libre.<br><br>El borde libre reducido por sedimentación; vertedero obstruido.                        | Capacidad del vertedero adecuada y borde libre inicial, y/o refuerzo de la superficie con vegetación.<br>Restauración de la sedimentación de protección de la cresta; buen mantenimiento. |
| <b>Erosión por olas</b>                                       | Daño del paramento y espaldón aguas arriba.  | Protección del paramento alterado o dañado.   | Diseño apropiado y mantenimiento.   |
| <b>Erosión de pie de presa</b>                                | Creciente que daña el pie de presa.  | Canal del vertedero mal diseñado y/o localizado.  | Buen diseño hidráulico; paredes de encauzamiento.   |
| <b>Cárcavas</b>   | Erosión local concentrada del paramento aguas abajo por la precipitación.  | Drenaje superficial pobre.  | Vegetación, refuerzo superficial y/o drenaje.   |
| <b>Infiltración interna</b>                                   |  |   |   |
| <b>Pérdida de agua</b>  | Aumento en las pérdidas de infiltración y/o irregularidades de la superficie freática; zonas blandas en taludes o aguas abajo. | Presa y/o cimentación permeable; rastrillo inadecuado.<br>Agrietamiento interno.  | Rastrillo e inyecciones en el núcleo.<br><br>Diseño cuidadoso, inyecciones.   |
| <b>Erosión de infiltración (erosión interna oculta)</b>       | Infiltración turbia a través del sistema de drenaje.   | Agrietamiento interno.<br><br>Infiltraciones a lo largo del perímetro de alcantarillas, túneles, tuberías, etc.                     | Drenaje interno, filtros, zonificación cuidadosa del relleno.<br>Diseño detallado, uso de collares, inyecciones.  |
| <b>Inestabilidad</b>  |  |   |   |
| <b>Deslizamiento de la cimentación</b>                        |  | Cimentación blanda o débil y/o presiones de agua en los poros altas.  | Consolidar el suelo, drenaje, mejoramiento del terreno.   |
| <b>Paramento aguas abajo</b><br><b>Paramento aguas arriba</b> | Cambio en morfología; pandeo y deformaciones que conducen a deslizamientos de rotación o de traslación.                        | Altas presiones del agua en los poros; pendiente demasiado empinada; descenso rápido del nivel de agua en la pendiente aguas abajo. | Drenaje; tendido de pendientes o construcción de bermas estabilizadoras.  |
| <b>Deslizamientos por flujo</b>                               | Licuefacción repentina, mecanismos de flujo rápido.  | Activada por un choque o movimiento; suelos limosos en riesgo.  | Compactación adecuada/consolidación o adición de una berma de pie.  |
| <b>Deformación</b><br><b>Sedimentación</b>                    | Pérdida del borde libre; zonas bajas locales.  | Deformación y consolidación de la presa y/o cimentación; resultado de erosión interna, etc.   | Restauración del borde libre; buenas especificaciones internas detalladas para reducir el riesgo de agrietamiento, por ejemplo, filtros protectores.                                      |
| <b>Interna</b>  | Deformación del perfil externo; agrietamiento interno.   | Deformación relativa de zonas o materiales.   | Buenas especificaciones, con zonas de transición amplia, etc.   |

**a. Zonificación de los rellenos de los espaldones**

La zonificación cuidadosa y correcta de los materiales disponibles es un aspecto importante en el diseño de presas de relleno. Los principios esenciales son los siguientes:

1. El núcleo debe ser tan ancho como sea viable desde el punto de vista económico.
2. El material más fino del espaldón debe ser zonificado adyacente al núcleo.
3. Las zonas de los espaldones deben ser de material progresivamente más grueso a medida que se aproximan a las caras de los paramentos.
4. Cuando sea inevitable un cambio considerable de las características de los materiales en las zonas adyacentes, los efectos en la interfaz deben moderarse mediante la inserción de una zona intermedia o de transición.

La permeabilidad de zonas sucesivas debe incrementarse hacia los taludes exteriores, poniendo un filtro aguas abajo del núcleo. Materiales que drenen con relativa libertad y con un alto grado de estabilidad inherente se utilizan para encerrar y soportar material menos estable del núcleo impermeable y el filtro. Materiales más permeables, si están disponibles, se colocan en general en las secciones aguas arriba para permitir una disipación rápida de la presión del agua en los poros en descensos rápidos del nivel del agua (sección 2.7.1).

La estabilidad de una presa de relleno y su cimentación está determinada por su capacidad de resistir esfuerzos cortantes. Las presas de relleno construidas con materiales cohesivos de baja permeabilidad tienen en general pendientes más tendidas que aquellas utilizadas en rellenos zonificados, con zonas externas de drenaje libre que soportan las zonas internas con material de relleno menos permeable.

Materiales de relleno de menor calidad puestos al azar, pueden emplearse con satisfacción en las áreas dentro del perfil de la presa en donde ni la permeabilidad ni la resistencia al corte sean importantes y los requerimientos principales sean el volumen y el peso. Por ejemplo, la colocación de un relleno estabilizador en el pie de la presa en una cimentación de baja resistencia o las denominadas 'zonas aleatorias' dentro de la presa.

En la zonificación y el perfil del núcleo se consideran los siguientes puntos generales:

1. Un gradiente hidráulico nominal a través del núcleo del orden de 1.5-2.5 es satisfactorio, mientras que un valor mayor que 3.5-4 no es conveniente.
2. El perfil del núcleo no es crítico, siempre y cuando el talud aguas arriba del núcleo no controle la estabilidad global del talud. Es preferible que el núcleo esté próximo al centro y pueda moderar la ubicación del filtro aguas abajo si ese paramento se mantiene vertical.
3. El dimensionamiento de las zonas estructurales o zonas intermedias de transición se rige por consideraciones de estabilidad y de deformación. Algunas veces se complementa con información tomada de la construcción de rellenos especiales de prueba.
4. Se deben equilibrar la complejidad del diseño y la facilidad de construcción. La zonificación interna y los requerimientos asociados a las especificaciones deben mantenerse lo más simples que sea posible.

## **b. Localización del vertedero**

Para minimizar el riesgo de daño de una presa en condiciones de inundación, normalmente se requiere, por consideraciones de diseño geotécnicas e hidráulicas, que el vertedero de excesos y el canal de descarga se mantengan lejos del relleno. Los vertederos, por tanto, se construyen de ordinario en el terreno natural con un canal de desviación para alejarse del costado de la presa y descargar a un cuenco de amortiguación lejos del pie de presa aguas abajo. Como alternativa se puede utilizar un vertedero de tipo pozo localizado dentro del embalse que descargue mediante un túnel o alcantarilla. En último caso, es preferible conducir la descarga a través del terreno natural del estribo dondequiera que sea posible. La alternativa es un alcantarillado de concreto si la cimentación es una roca incompresible. Los aspectos hidráulicos de ambos tipos de vertedero se analizan en el capítulo 4.

## **c. Borde libre**

Las medidas necesarias para tener en cuenta en la sedimentación a largo plazo del borde libre mínimo están determinadas por la altura de la presa y la profundidad de la cimentación compresible en cualquier sección. Es, por consiguiente, usual construir la cresta de la presa con una inclinación longitudinal para acomodar la variación en la sedimentación.

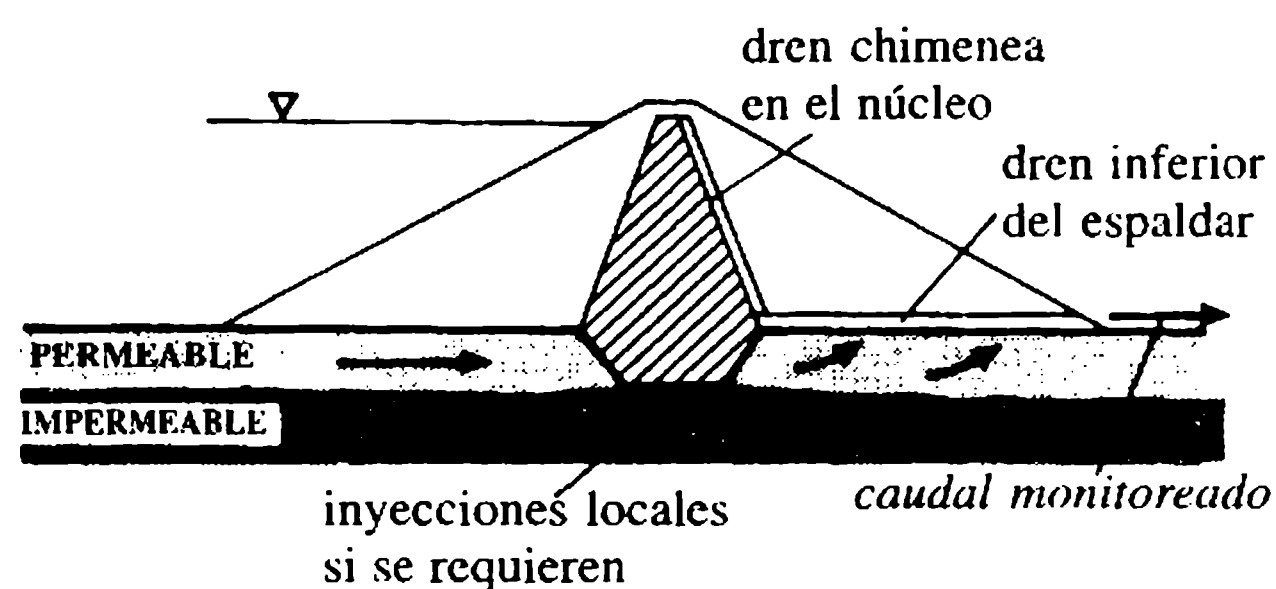
Algunas veces, parte del borde libre de diseño, se provee mediante la construcción de una pared continua de concreto contra olas a lo largo del borde aguas arriba de la cresta de la presa, lo cual también puede hacerse cuando sea necesario incrementar el borde libre de presas más antiguas debido a una revaluación de la creciente de diseño. El borde mínimo total desde el umbral del vertedero a la cresta de la presa (o a la parte superior de una pared estructural contra olas), debe ser por lo menos de 1.5 m para los embalses de pequeñas presas de relleno y mucho más grande para presas y/o embalses más grandes (capítulo 4).

## **d. Control de infiltración en la cimentación**

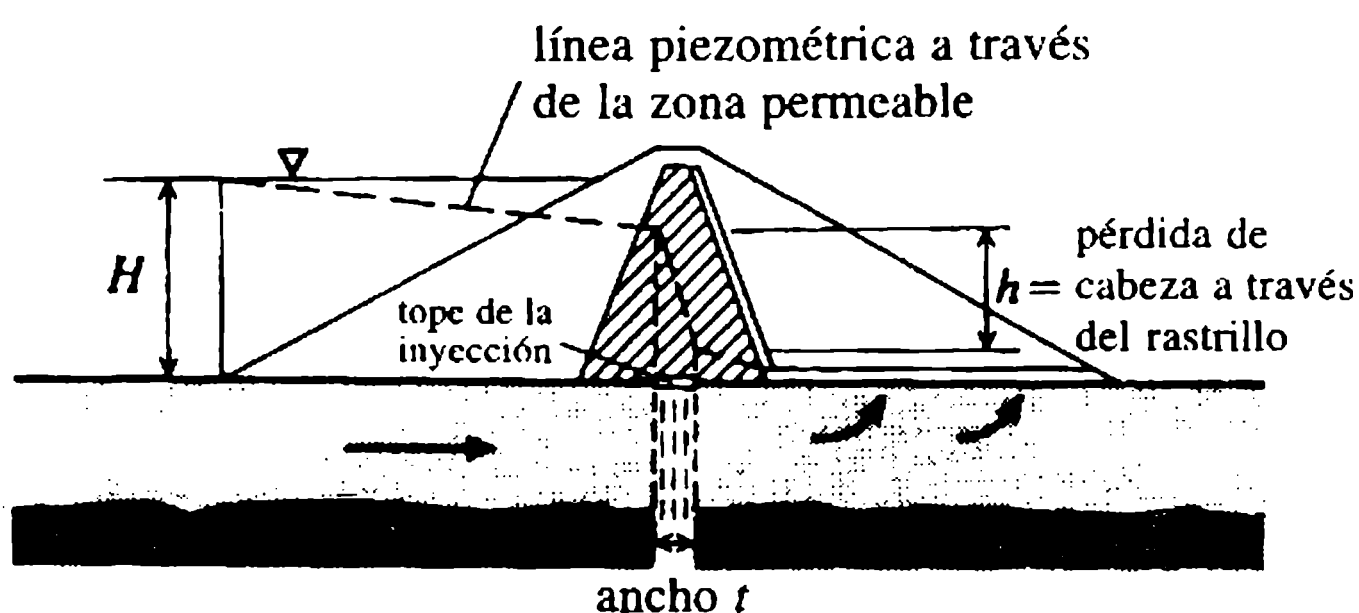
Los flujos y la presión de infiltración dentro de la cimentación se controlan mediante los rastrillos y el drenaje. Los rastrillos son barreras impermeables que funcionan como una extensión del núcleo del relleno dentro de la cimentación. En general, se localizan bajo el núcleo, pero también pueden localizarse a una corta distancia aguas arriba y estar conectados al núcleo mediante una capa horizontal impermeable bajo el espaldón. El rastrillo puede penetrar el estrato impermeable (un rastrillo 'que penetre totalmente') o, si el material permeable se presenta a profundidades considerables, puede terminar donde la pérdida de cabeza a través del rastrillo sea suficiente para efectuar el grado de control requerido (un rastrillo 'que penetre parcialmente'). Con frecuencia, los rastrillos más antiguos se construían como 'zanjas rellenas de arcilla' muy angostas, con el inconveniente de que muchos eran vulnerables a daños por infiltración y erosión. Las principales variantes de rastrillos que se emplean ahora se ilustran en la figura 2.9.

El rastrillo relativamente ancho y con zanjas poco profundas [figura 2.9(a)] se rellena con arcilla compactada y forma la base del núcleo que está por encima. Es muy efectivo, en particular si se complementa con inyecciones, pero los costos de excavación lo limitan a profundidades máximas de zanja del orden de 10-20 m.

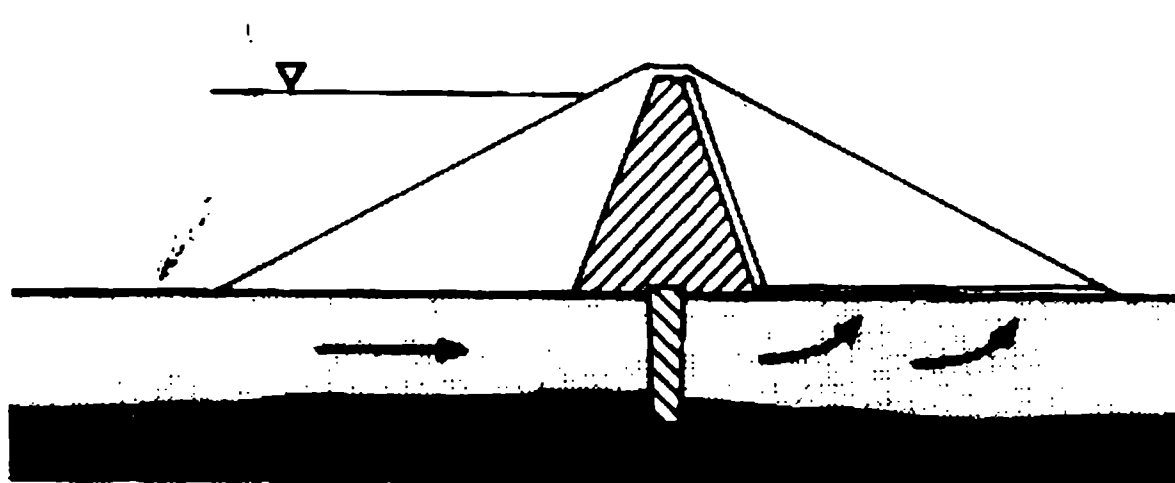
El rastrillo del tipo de zona inyectada, mostrado en la figura 2.9(b), se emplea en la actualidad para un rango amplio de condiciones de cimentación debido a los desarrollos en las técnicas de lechadas, por ejemplo las técnicas de inyección en aluviones. El rastrillo se forma por varias líneas paralelas de agujeros de inyección alternadas, espaciadas de 2 a 3 m entre sus centros. En general, se utilizan lechadas de base de cemento, pero hay disponibles lechadas químicas más sofisticadas y costosas para condiciones particularmente difíciles. Los rastrillos inyectados son más efectivos en roca fracturada y en suelos de grano más grueso, donde pueden



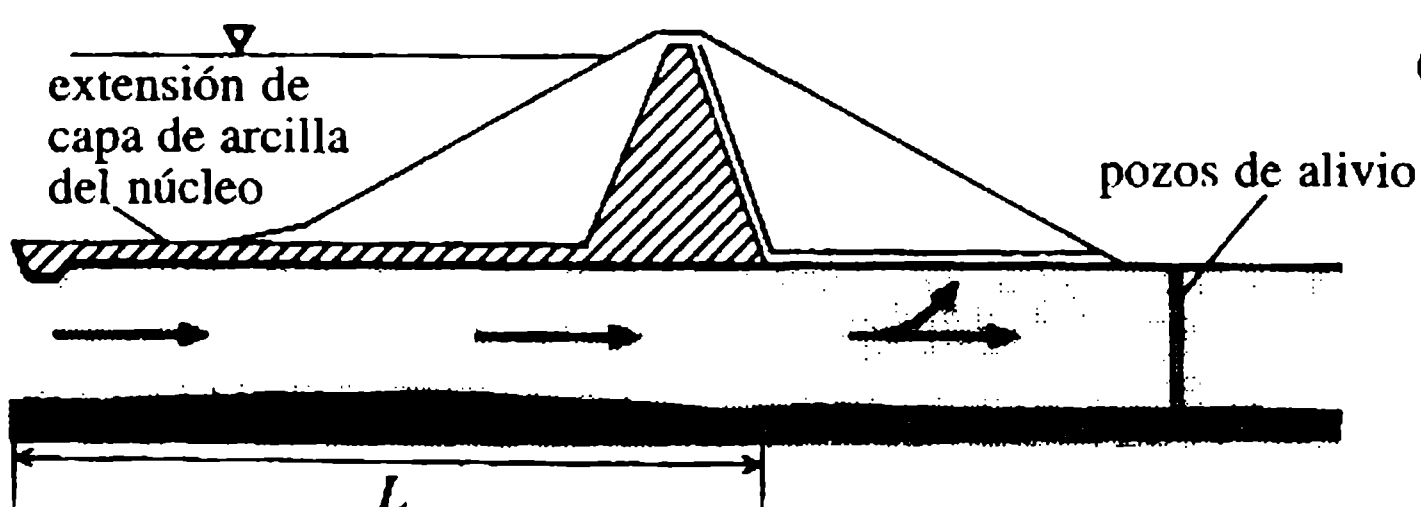
(a) Rastrillo de zanja abierta (sólo a profundidades moderadas)



(b) Rastrillo inyectado (no necesita penetrar a capas impermeables)



(c) Rastrillo de diafragma (no necesita penetrar a capas impermeables)



(d) Capa aguas arriba (puede emplear drenes inferiores con pozos de alivio)

Figura 2.9 Rastrillos y control de infiltración inferior.



reducir la permeabilidad entre uno a tres órdenes de magnitud. Rastrillos de este tipo se han construido hasta profundidades de más de 100 m. Pueden ser instalados o mejorados después perforando a través del cuerpo de una presa, pero de ordinario son relativamente costosos.

El rastrillo del tipo diafragma delgado, resultado de los avances logrados en los procesos geotécnicos, se ilustra en la figura 2.9(c). El rastrillo se forma mediante la excavación, en longitudes de tramos de una zanja angosta estabilizada con lechadas que luego se rellenan de modo permanente con una mezcla de arcilla, arena y bentonita.

De forma alterna puede emplearse un relleno de concreto 'plástico' relativamente débil y deformable para formar el elemento impermeable. El rastrillo de diafragma es muy efectivo en suelos de aluviones y de grano más fino y puede construirse de manera económica a profundidades de más de 30-40 m.

Muros de diafragma de tablestacado pueden dirigirse hasta profundidades de 20-25 m para formar un rastrillo bajo estructuras de cabeza baja. El costo de este tipo de rastrillo es moderado, pero su eficiencia es baja a menos que se complemente con inyecciones aguas arriba, por ejemplo con una lechada de bentonita.

El control de la infiltración del rastrillo aguas abajo se favorece por la provisión casi universal de una capa de drenaje horizontal a nivel del terreno bajo el espaldón aguas abajo. A menudo se complementa con unos pozos profundos de alivio bajo o cerca del pie de presa. Estas características del drenaje se identifican en las figuras 2.9(a)-2.9(d).

También se puede moderar la infiltración por medio de una continuación del núcleo aguas arriba mediante una capa horizontal impermeable que se extiende sobre el lecho del embalse [figura 2.9(d)]. La capa se lleva aguas arriba a una distancia suficiente para alargar la trayectoria de infiltración y de esta manera reducir el flujo al nivel requerido. El espesor del relleno compactado requerido puede tomarse como  $c. 1.0 + 0.1H$ , donde  $H$  (m) es la altura del relleno. La eficiencia de una capa aguas arriba puede ser relativamente baja con respecto a los considerables costos de construcción involucrados.

#### **e. Obras de desagüe: túneles y alcantarillas**

Donde sea posible, las obras de desagüe deben construirse como un túnel perforado a través del terreno natural del estribo de la presa. Donde sea difícil o inconveniente desde el punto de vista económico, una alcantarilla de concreto cimentado sobre roca es una alternativa satisfactoria, siempre y cuando se pueda asegurar que, si no está cimentada en una roca poco profunda (figura 2.17), la alcantarilla que es proyectada con cierta rigidez no origine agrietamientos por corte del relleno cuando este último sufra sedimentaciones. La sección transversal del alcantarillado deberá ser ojival, con juntas transversales a intervalos de 10-15 m y un revestimiento externo para deslizamiento, a fin de ayudar al asentamiento del relleno con respecto a la alcantarilla. Es potencialmente peligroso construir una alcantarilla de desagüe sobre una cimentación compresible dentro del relleno mismo, debido a los efectos de las deformaciones diferenciales y al posible agrietamiento.



De forma general, las alcantarillas de concreto incorporan un número de collares o placas externas transversales a intervalos en toda su longitud para inhibir infiltración preferencial y erosión posible en la interfaz alcantarilla-relleno (USBR, 1987).

#### f. Protección del paramento aguas arriba

Para proteger el paramento aguas arriba contra la erosión por olas, están disponibles varias opciones que abarcan desde el revestimiento con mezclas asfálticas tradicionales con inyecciones en las juntas, pasando por pantallas de concreto, hasta el uso de bloques de concreto, acorazamiento en roca y la escollera. Una capa de protección pesada y gruesa es necesaria entre el nivel de la cresta y el nivel mínimo de operación o de descenso del agua, suministrando protección reducida de ahí hasta el lecho del embalse. Las mezclas asfálticas son costosas y, aunque son durables, no son disipador eficiente de la energía de las olas. Las losas de concreto tienen limitaciones similares y permiten elevaciones considerables de las olas que deben incluirse dentro del diseño del borde libre. Las obras en bloques pesados de concreto con juntas abiertas cimentadas sobre grava y un filtro granular son preferibles y en la actualidad se utilizan ampliamente. Cuando se dispone de rocas durables, grandes y angulares, el acorazamiento en roca y la escollera de roca lanzada proveen una protección efectiva. Una regla empírica para determinar el tamaño de la roca en el acorazamiento necesario para la estabilidad bajo acción de las olas es la siguiente:

$$M = 10^3 H_s^3 \quad (2.12)$$

donde  $M$  (kg) es la masa de la piedra requerida y  $H_s$  es la altura significativa de la onda (m) (capítulo 4). La protección de los paramentos se examina con profundidad en Thomas (1976), Thompson y Shuttler (1976), Pitt y Ackers (1982) e ICOLD (1993a). También se debe consultar el capítulo 14 de este libro.

#### g. Cresta de la presa de relleno

La cresta debe tener un ancho no menor a 5 m y deberá tener una vía de acceso alisada y bien drenada. (En las presas antiguas, este último requerimiento proporciona una resistencia valiosa contra los efectos erosivos de pequeños rebosamientos ocasionales).

## 2.5 Materiales y construcción

### 2.5.1 MATERIALES DE RELLENO TÉRREOS

Tres categorías principales de material de relleno son necesarias con relación a las presas de relleno férreo para cumplir los requerimientos del núcleo, espaldones, capas de drenaje, filtros, etcétera.

**Los rellenos del núcleo** deben tener permeabilidad baja y de forma ideal deben ser de plasticidad intermedia a alta para acomodar la deformación sin arriesgar el

agrietamiento (sección 2.7.5). No es necesario, y posiblemente desventajoso, que tengan una alta resistencia al corte. Los suelos más apropiados tienen contenidos de arcilla de más de 25-30%, por ejemplo, tilitas glaciales, etc.; aunque también pueden utilizarse arenas arcillosas y limos. El núcleo es el elemento principal de un relleno y es el más exigente respecto a las características y uniformidad del material. Las principales características de los grupos más importantes de suelos apropiados para núcleos trabajados con rodillo se resumen en la tabla 2.5.

Las propiedades del núcleo compactado con arcilla son críticas para la integridad de la impermeabilización a largo plazo. Los valores representativos de los parámetros mecánicos más importantes de rellenos de tierra compactados se resumen en la tabla 2.6.

**El relleno del espaldón** requiere tener una resistencia al corte bastante grande para permitir una construcción económica de taludes estables con el ángulo más alto posible del talud. Es preferible que el relleno tenga una permeabilidad relativamente alta para ayudar a la disipación de la presión del agua en los poros. Los materiales apropiados varían a lo largo de un espectro que cubre materiales granulares gruesos hasta rellenos que difieren muy poco de los materiales del núcleo. Los espaldones no necesitan ser homogéneos; en su interior es habitual utilizar los diferentes rellenos que estén disponibles en zonas predeterminadas (el uso de enrocados para los espaldones se analiza brevemente en la sección 2.9).

**El material de drenaje del filtro** debe estar limpio, permitir el drenaje libre y no ser propenso a degradación química. Las gravas naturales finas procesadas, rocas trituradas y arenas gruesas o medias son apropiadas, y se emplean en la secuencia y gradación determinada por la naturaleza del núcleo y/o los rellenos de los espaldones adyacentes. El costo de los materiales procesados de filtro es relativamente alto, y su requerimiento, por tanto, debe restringirse al mínimo.

## 2.5.2 CONSTRUCCIÓN

Las operaciones de construcción que siguen al desarrollo inicial del sitio se pueden clasificar en cuatro grupos principales de actividades, relacionadas con (1) desarrollo de la fuente del material, (2) preparación y construcción de la cimentación, (3) construcción y control de relleno, y (4) construcción de obras complementarias.

Las actividades de **desarrollo de las fuentes de materiales** comprenden la apertura de las áreas de extracción o canteras e incluyen la instalación de equipos fijos como trituradoras, bandas transportadoras, etc., y también la construcción de vías de acceso y de acarreo entre las diferentes áreas de extracción y el sitio de la presa, y la movilización de los equipos de excavación y acarreo.

**Las actividades de preparación de la cimentación**, incluyendo desvíos del río, pueden realizarse de manera simultánea con el desarrollo de las fuentes de relleno. El desvío temporal del río se efectúa por lo general mediante la perforación de un túnel lateral que en la mayoría de los casos alberga los trabajos de desagüe. (Cuando se planea una alcantarilla de desagüe a través o bajo el relleno en lugar del túnel lateral, ésta puede usarse en forma temporal para desviar el río).

**Tabla 2.5** Características de suelos para núcleos

| <i>Descripción<br/>del suelo (BS 5930)</i>                | <i>Resistencia<br/>al agrietamiento</i>           | <i>Resistencia a la erosión<br/>y canalización</i> | <i>Rodillo de compactación<br/>óptimo</i>            | <i>Sensibilidad<br/>al control de contenido<br/>de agua en la compactación</i> |
|---|---|--|--|--|
| Arenas muy limosas<br>o gravas; 6%<br>arcilla (GM-SM)     | Baja; incrementos con<br>$<\rho_d$ y $>I_p$       | Baja; incrementos con<br>$<\rho_d$ y $>I_p$        | Banda de rodadura<br>neumática (20-80 t)             | Alta para evitar<br>fragilidad   |
| Arenas muy arcillosas<br>o gravas; 20% arcilla<br>(GC-SC) | Intermedia con un $\rho_d$<br>representativo      | Intermedia   | Banda de rodadura<br>neumática (20-80 t)             | Baja para controlar<br>$u_w$   |
| Arcillas con baja plasticidad (CL)                        | Relativamente flexible                            | Alta; incrementa con<br>$>\rho_d$                  | Banda de rodadura<br>neumática o de pata<br>de cabra | Intermedia a alta para<br>controlar $u_w$                                      |
| Arcillas con alta plasticidad (CH)                        | Flexible; puede resistir<br>grandes deformaciones | Alta; incrementa con<br>$\rho_d$                   | De pata de cabra                                     | Alta para controlar $u_w$  |

**Tabla 2.6** Propiedades mecánicas comunes para rellenos de tierra compactada (comparar con la tabla 2.3)

| <i>Tipo de relleno</i>                     | <i>Características<br/>de compactación</i>                                   |  | <i>Resistencia al corte<br/>(esfuerzos efectivos)</i>          |   | <i>Coeficiente<br/>de compresibilidad</i>              | <i>Coeficiente de<br/>permeabilidad</i>                      |
|--|--|--|--|---|--|--|
|  | <i>Peso unitario<br/><math>\gamma_d</math> máx (<math>kN\ m^{-3}</math>)</i> | <i>Agua<br/><math>w_{opt}</math> (%)</i> | <i>Cohesión, <math>c'</math><br/>(<math>kN\ m^{-2}</math>)</i> | <i>Ángulo de<br/>fricción <math>\phi'</math> (grados)</i> | <i><math>m_v (\times 10^{-4}\ m^2\ kN^{-1})</math></i> | <i>horizontal, <math>k_h</math> (<math>m\ s^{-1}</math>)</i> |
| Gravas (GW-GC)                             | 18-22  | 5-10                                     | 0  | 35-40   | 0.1-1.0  | $10^{-3}$ - $10^{-5}$  |
| Arenas (SW-SP)                             | 16-20  | 10-20                                    | 0  | 35-40   | 0.5-1.5  | $10^{-4}$ - $10^{-6}$  |
| Limos (ML-MH)                              | 16-20  | 15-30                                    | $<10$  | 25-35   | 0.5-2.5  | $10^{-5}$ - $10^{-8}$  |
| Arcillas (CL-CH)                           | 16-21  | 15-30                                    | $<20$  | 20-30   | 0.5-3.0  | $10^{-7}$ - $10^{-10}$                                       |
| Roca triturada (tamaños<br>entre 2-600 mm) | 17-21  | N/A                                      | 0  | 40-55   | N/A  | $10^{-1}$ - $10^{-2}$  |

La roca triturada se muestra sólo con propósitos de comparación (ver la sección 2..9).

Se remueven la capa superficial del suelo y los depósitos meteorizados de la superficie de los terrenos de acarreo, etc. En caso de una cimentación compresible y blanda, se puede mejorar la resistencia y acelerar la construcción mediante preconsolidación y/o instalación de drenes de arena. En esta etapa también se instala la instrumentación de la cimentación para vigilar la presión de poros y el comportamiento del rastrillo (capítulo 7). La construcción de la cimentación se completa con la colocación de las capas de drenaje que sostendrán la base del espaldón aguas abajo.

**La construcción del relleno** es un ejercicio de la utilización eficiente del equipo cumpliendo los términos de los requerimientos de especificaciones de rendimiento de los materiales y las técnicas de compactación. Las operaciones de colocación de relleno podrán estar influidas por las condiciones climáticas y cambios sutiles en las características del material. El control se centra en la supervisión del contenido de agua, el espesor de las capas y el procedimiento de compactación. La calidad y uniformidad del relleno para el núcleo compactado son decisivas. En la práctica reciente se emplean enfoques estadísticos en las pruebas y en el control de calidad y se exige que la resistencia al corte no drenado,  $c_u$ , se halle dentro de los límites especificados. Para las arcillas del Reino Unido (Kennard *et al.*, 1979) es común especificar  $c_u = 55 - 100 \text{ kN m}^{-2}$ . Para controlar la presión del agua en los poros en la construcción y acelerar la consolidación de materiales de relleno cohesivos de baja permeabilidad puede ser necesario instalar capas de drenaje horizontales en ambos espaldones, a intervalos verticales de 3-5 m [figura 2.10(a) y (b); Gibson y Shefford (1968)].

La instalación de la instrumentación en el núcleo y los espaldones procede en paralelo con la colocación del relleno. La construcción del relleno concluye con la culminación del acorazamiento en roca del paramento aguas arriba u otras obras de revestimiento.

**La construcción de obras complementarias** comprende la construcción del vertedero y los cuencos de amortiguación, alcantarillas o túneles para obras de desagüe, etc., torres de válvulas y obras de control similares. Incluye también el acabado de los detalles de la cresta, como calzadas, obras de drenaje, barreras, etc., y, donde las condiciones climáticas lo permitan, el recubrimiento vegetal del talud aguas abajo (sección 4.4).

Las prácticas de construcción del relleno, entre ellas la planeación y el control, se examinan con más detalle en Thomas (1976), Wilson y Marsal (1979), USBR (1987), Jansen (1988) y Fell, MacGregor y Stapledon (1992). Dos proyectos recientes del Reino Unido se describen con más detalle en Coats y Rocke (1982) [figura 2.10; para detalles geotécnicos ver Millmore y McNicol (1983)] y Bridle, Vaughan y Jones (1985).

### 2.6.1 INFILTRACIÓN

La superficie freática del régimen de infiltración, es decir, la superficie libre, debe mantenerse alejada del paramento aguas abajo para evitar altas presiones del agua

## 2.6 Análisis de infiltración





en los poros que puedan promover la inestabilidad del talud (sección 2.7). En el caso extremo en que la línea de infiltración emerja en el paramento, ocurrirá ablandamiento local y erosión y se iniciarán desprendimientos. Las presiones y velocidades de infiltración también deben controlarse para prevenir la erosión interna y la migración de partículas. El control de infiltración se efectúa mediante la incorporación de drenajes del tipo chimeneas verticales y capas de drenaje horizontales, protegidas por filtros y capas apropiadas de transición.

En esta sección se supone que se tiene un conocimiento básico de la teoría de la infiltración y la construcción de redes de flujo, que incluya las condiciones de entrada y salida, tal como se trata en los textos de mecánica de suelos a los que se refiere la sección 2.1. Un análisis general más exhaustivo de las redes de flujo y la infiltración se encuentra en Cedergren (1977). En particular, las redes de flujo de presas de relleno se consideran profundamente, con numerosas ilustraciones, en Sherard *et al.* (1963) y Cedergren (1973). El control de infiltración en presas se analiza también en Volpe y Kelly (1985).

Las relaciones fundamentales que se aplican en las redes de flujo en medios porosos bidimensionales se resumen a continuación.

Para suelos anisotrópicos, con coeficiente de permeabilidad horizontal  $k_h > k_v$ , el coeficiente de permeabilidad vertical, el factor de transformación de escala horizontal,  $\lambda$ , y la permeabilidad efectiva,  $k'$ , están dados, respectivamente, por:

$$\lambda = (k_v/k_h)^{1/2} \quad (2.13)$$

y

$$k' = (k_v k_h)^{1/2}. \quad (2.14)$$

El flujo de infiltración,  $q$  (ecuación 2.10) se define por:

$$q = k' H \frac{N_f}{N_d} \quad (2.15)$$

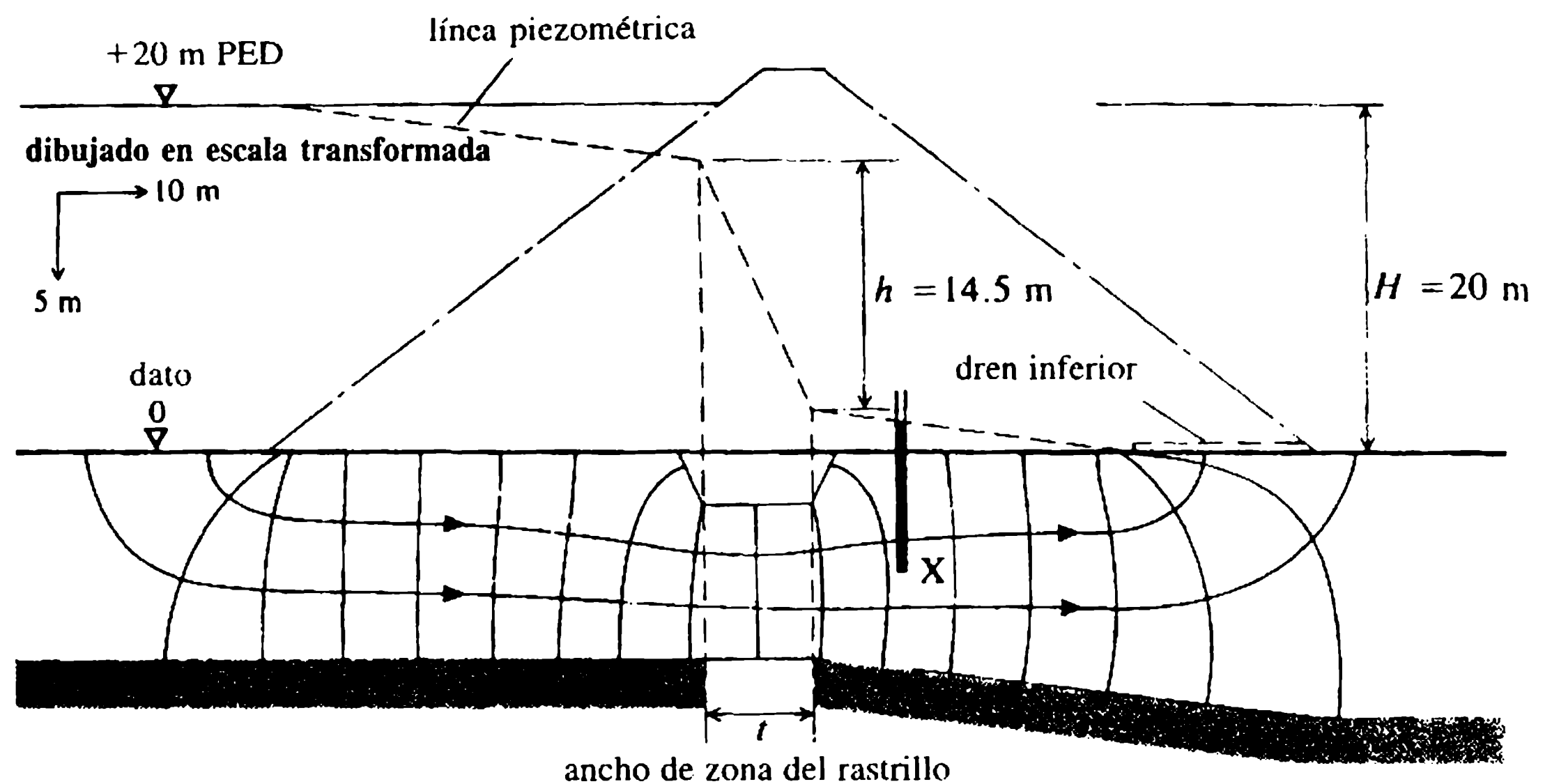
donde  $H$  es la diferencia de energía y la razón  $N_f/N_d$  es el factor de forma de la red de flujo, es decir el número de canales de flujo,  $N_f$ , respecto del número de reducciones en el potencial  $N_d$ .

Si se aplica la situación de flujo no confinado en la infiltración a través de una presa homogénea, la superficie freática es en esencia parabólica. La curva puede construirse utilizando la aproximación de Casagrande-Kozeny, definida en las referencias antes dadas, o a partir de la interpretación de los datos piezométricos (Casagrande, 1961). En el caso de un núcleo central y/o un relleno zonificado, la construcción de la red de flujo se basa en la consideración de la permeabilidad relativa de cada elemento y la aplicación de la ecuación de continuidad:

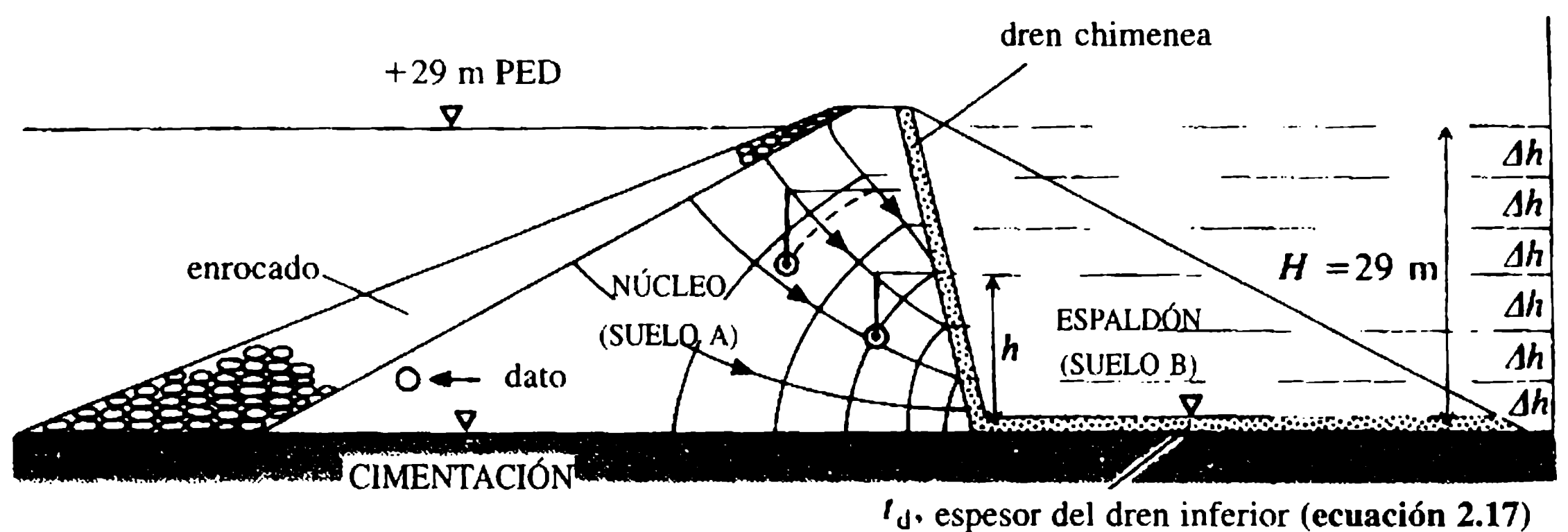
$$q_{\text{espaldón aguas arriba}} = q_{\text{zona del núcleo}} = q_{\text{espaldón aguas abajo}} + q_{\text{drenes}} \quad (2.16)$$

Una red de flujo que ilustra la infiltración bajo un relleno se presenta en la figura 2.11. (La figura muestra la solución en la escala transformada del ejemplo resuelto 2.1). En la figura 2.12 se muestra la red de flujo para un perfil simple con un núcleo






**Figura 2.11** Red de flujo para la infiltración en la cimentación (se debe consultar el ejemplo 2.1).



En el ejemplo resuelto 2.2:

para los drenes y enrocado, suponer  $k \gg \infty$ ; para la cimentación,  $k \ll 0$

localización del piezómetro:  altura piezométrica

dibujo en escala transformada 

**Figura 2.12** Red de flujo para infiltración interna en el núcleo del relleno (ver también el ejemplo 2.2).

aguas arriba de dos zonas, donde los datos piezométricos se han utilizado para definir la superficie freática dentro del núcleo (la figura 2.12 es la solución de la red de flujo del ejemplo 2.2).

El espesor de la capa del dren horizontal,  $t_d$ , requerido para descargar el flujo de infiltración y que se muestra en la figura 2.12, puede estimarse a partir de:

$$t_d = (qL/k_d)^{1/2} \approx 1.5 H (k_c/k_d)^{1/2} \quad (2.17)$$

**donde**  $L$  es el ancho del espaldón aguas abajo al nivel del dren y  $k_d$  y  $k_c$  son las permeabilidades del núcleo y del dren, respectivamente [el factor 1.5 en la ecuación (2.17) se deriva de la geometría habitual del relleno].

## 2.6.2 EFICIENCIA DEL NÚCLEO Y DEL RASTRILLO

**La efectividad de un núcleo o de un rastrillo puede definirse de forma empírica en función de dos criterios (Telling, Menzies y Simons, 1978):**

### 1. *Eficiencia de cabeza*

$$E_H = h/H \quad (2.18)$$

donde  $h$  es la pérdida de cabeza a través del núcleo o del rastrillo y  $H$  es la cabeza total diferencial, como se muestra en la figura 2.9(b).

### 2. *Eficiencia del flujo*

$$E_Q = 1 - Q/Q_0 \quad (2.19)$$

donde  $Q$  y  $Q_0$  son, respectivamente, los caudales de infiltración con y sin el núcleo o rastrillo.

$E_H$  puede determinarse a partir de los niveles piezométricos aguas arriba y aguas abajo del núcleo o rastrillo, y  $E_Q$  de las medidas de los caudales. Los dos pueden aproximarse utilizando estudios de redes de flujo (sección 2.6).

Para el caso especial de un rastrillo que penetra totalmente y un régimen de flujo paralelo a la frontera, las eficiencias  $E_H$  y  $E_Q$  se relacionan así:

$$\frac{E_H}{E_Q} = \frac{k_1}{k_1 - k_2} \quad (2.20)$$

donde  $k_1$  y  $k_2$  son los coeficientes de permeabilidad de la cimentación natural y la zona del rastrillo, respectivamente. Las eficiencias registradas para rastrillos bien contruidos en lo normal exceden entre 50 y 60%.

## 2.6.3 DISEÑO DEL FILTRO

El diseño de los filtros y las capas de transición para prevenir la migración de finos inducida por la infiltración se estudia en textos de mecánica de suelos y, con mayor

detalle, en Mitchell (1983) y Sherard y Dunnigan (1985). Requieren ser suficientemente finos para prevenir la migración del suelo que protegen (criterio de canalización) y, al mismo tiempo, ser suficientemente permeables para permitir la descarga libre de la infiltración (criterio de permeabilidad).

El principio esencial de diseño plantea que cualquier cambio de material fino a grueso debe efectuarse de manera gradual con un filtro en etapas o zonas de transición, es decir núcleo de arcilla → arena → arena gruesa → grava fina → espaldón grueso, etcétera.

[suelo protegido → transición o filtros → dren]

etapas múltiples si se requieren

Un enfoque empírico de amplio uso para definir las envolventes de granulometría del material de filtro apropiado está dado por las expresiones:

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{85}(\text{suelo})} \leq 5 \quad (2.21a)$$

y

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{15}(\text{suelo})} \geq 5 \quad (2.21b)$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtro})}{D_{50}(\text{suelo})} \leq 25 \quad (2.21c)$$

donde  $D_{15}$  se refiere al tamaño que pasa el 15%, etc., determinado por un análisis granulométrico. Las expresiones (2.21a) y (2.21b) indican los criterios de canalización y permeabilidad, respectivamente; la expresión (2.21c) define la razón de permeabilidad.

Un reciente desarrollo sugiere que, tomando en cuenta los problemas potenciales de fracturamiento hidráulico y agrietamiento, etc., junto con el riesgo de erosión progresiva (sección 2.7.2), el diseño racional de filtros y transiciones debe basarse en la permeabilidad relativa (Vaughan y Soares, 1982). Este enfoque introduce consideraciones adicionales sobre la química del agua de infiltración y los flóculos de arcilla o el tamaño de las partículas con respecto a los vacíos del filtro y la eficiencia.

## 2.7 Estabilidad y esfuerzos

### 2.7.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

La estabilidad de una presa de relleno debe evaluarse teniendo en cuenta las condiciones cambiantes de las cargas y el régimen de infiltración que se desarrollan desde

la construcción hasta el primer llenado para ponerla en servicio, y debe incluir el descenso del nivel del agua en el embalse. El análisis de la estabilidad de taludes que casi siempre se utiliza se detalla en los textos de mecánica de suelos mencionados en la sección 2.1. En esta sección se presupone un conocimiento básico de los métodos de análisis de estabilidad de equilibrio y los límites establecidos, y sólo se da a continuación una relación breve de ciertos puntos fundamentales.

El análisis de equilibrio límite se basa en la consideración del equilibrio estático de las masas de suelo con inestabilidad potencial y 'activas' que están sobre una superficie hipotética de falla. El factor de seguridad,  $F$ , se define por:

$$F = \Sigma \tau_f / \Sigma \tau \quad (2.22)$$

donde  $\tau_f$  y  $\tau$  son, respectivamente, la resistencia unitaria al corte que se puede movilizar y el esfuerzo unitario de corte generado sobre la superficie de falla. El análisis se aplica a todas las superficies de falla concebibles y se busca el factor de seguridad mínimo  $F_{\min}$ .

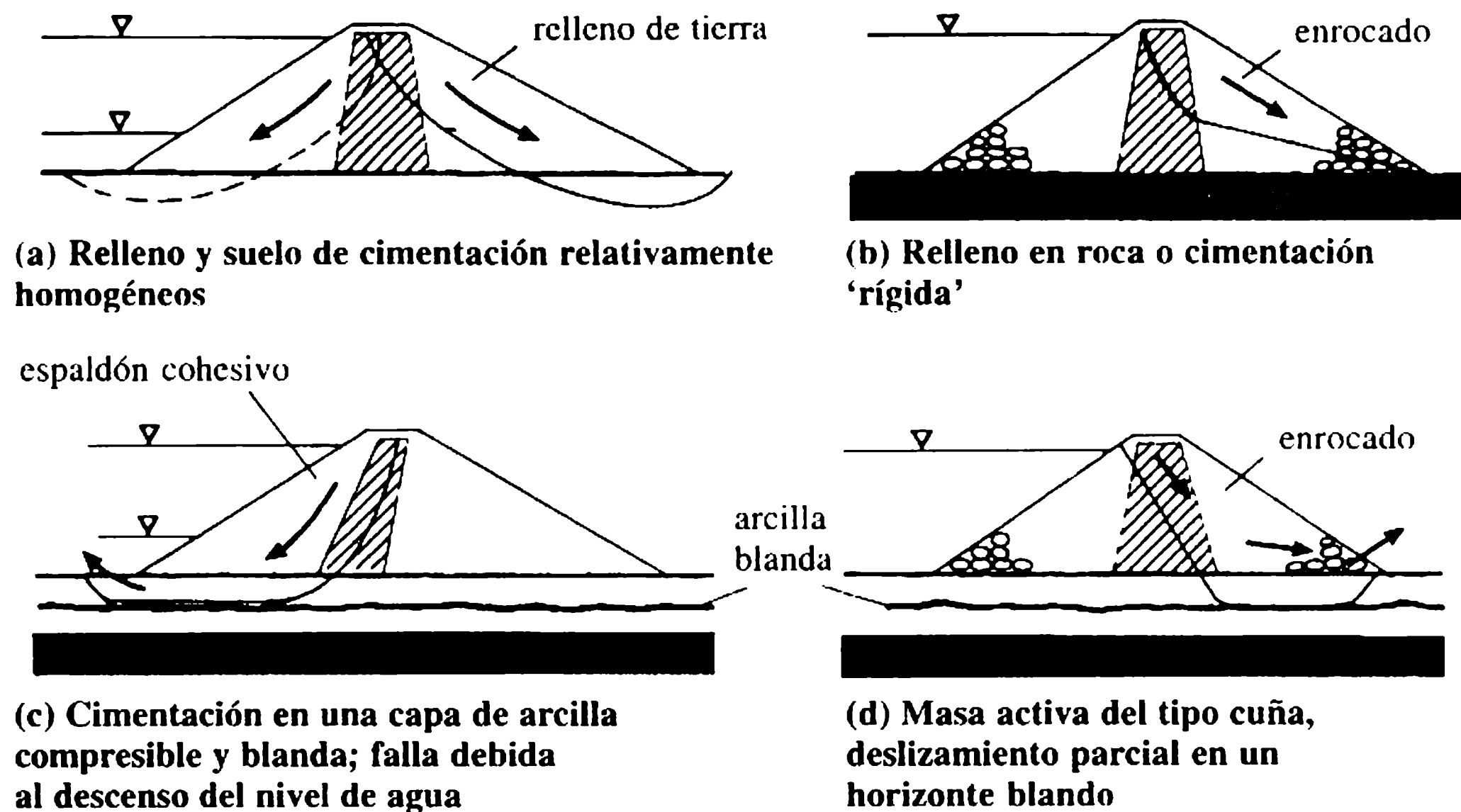
La estabilidad tiene gran sensibilidad a  $u_w$ , el cual debe estimarse a partir de una red de flujo o de los coeficientes de presión de poros (sección 2.3.1) en ausencia de datos de campo. Por tanto, a veces es más conveniente considerar en el análisis las presiones de agua en los poros utilizando la razón de presión de poros adimensional,  $r_u$ :

$$r_u = u_w / \gamma z \quad (2.23)$$

donde  $z$  es la profundidad a partir de la superficie del terreno y  $\gamma z$  es el esfuerzo geostático vertical local.

El parámetro  $r_u$  puede, en efecto hacerse igual a  $\bar{B}$  [ecuación (2.5)] en caso de un relleno saturado. A menudo, el valor de  $r_u$  puede tomarse, razonablemente, como uniforme en un espaldón cohesivo aguas abajo, y los valores de equilibrio se ubican por lo común en el intervalo 0.10-0.30. La presión inicial de agua en los poros generada en un relleno cohesivo se desarrolla como resultado del proceso de construcción mismo, es decir, la sobrecarga y las cargas de equipos. Las presiones de agua en los poros en la construcción se disipan de manera parcial antes del primer llenado, después del cual en forma progresiva se estabilizan para responder al avance del frente de infiltración y, por último, la condición de estado permanente de embalse lleno u otra, dependiendo de las condiciones de operación (ilustrado en la figura 2.14).

La forma de la superficie de falla crítica para  $F_{\min}$  está controlada por muchos factores que incluyen el tipo de suelo y la presencia de discontinuidades o interfaces, por ejemplo, entre suelo blando y roca. Un número representativo de superficies de falla de diversas presas de relleno y/o situaciones de cimentación se ilustran esquemáticamente en la figura 2.13. En la mayoría de los análisis iniciales que involucran suelos cohesivos con relativa homogeneidad y uniformidad, se suponen superficies de falla con forma de arco circular. El lugar probable geométrico de los centros de los círculos críticos en tales casos, con  $r_u < 0.3$ , puede aproximarse mediante:



**Figura 2.13** Análisis de estabilidad: esquema de superficie de falla.

$$z_c = H \cot \beta (0.6 + 2 \tan \phi') \quad (2.24a)$$

y

$$y_c = H \cot \beta (0.6 - \tan \phi') \quad (2.24b)$$

donde  $z_c$  y  $y_c$  son las coordenadas con respecto al pie de presa, siendo positivas las direcciones hacia arriba y en el del talud, respectivamente, y  $\beta$  es el ángulo del talud.

Se deben analizar las siguientes condiciones críticas:

1. final de la construcción (ambos taludes);
2. estado permanente, embalse lleno (el talud aguas abajo crítico);
3. desembalse rápido (el talud aguas arriba crítico);
4. carga sísmica adicional a 1, 2 y 3, si es apropiada en el sitio.

El análisis se hace en función de los parámetros de resistencia al corte de los esfuerzos efectivos  $c'$  y  $\phi'$ , con presión de agua en los poros,  $u_w$ , o la razón de presión de poros,  $r_u$ . El empleo de los parámetros de esfuerzos totales  $c$  y  $\phi$  es adecuado sólo a corto plazo y para análisis aproximados, por ejemplo, estabilidad en etapas intermedias de la construcción.

Los parámetros de diseño que deben emplearse en el análisis de estabilidad pueden resumirse de la siguiente manera:

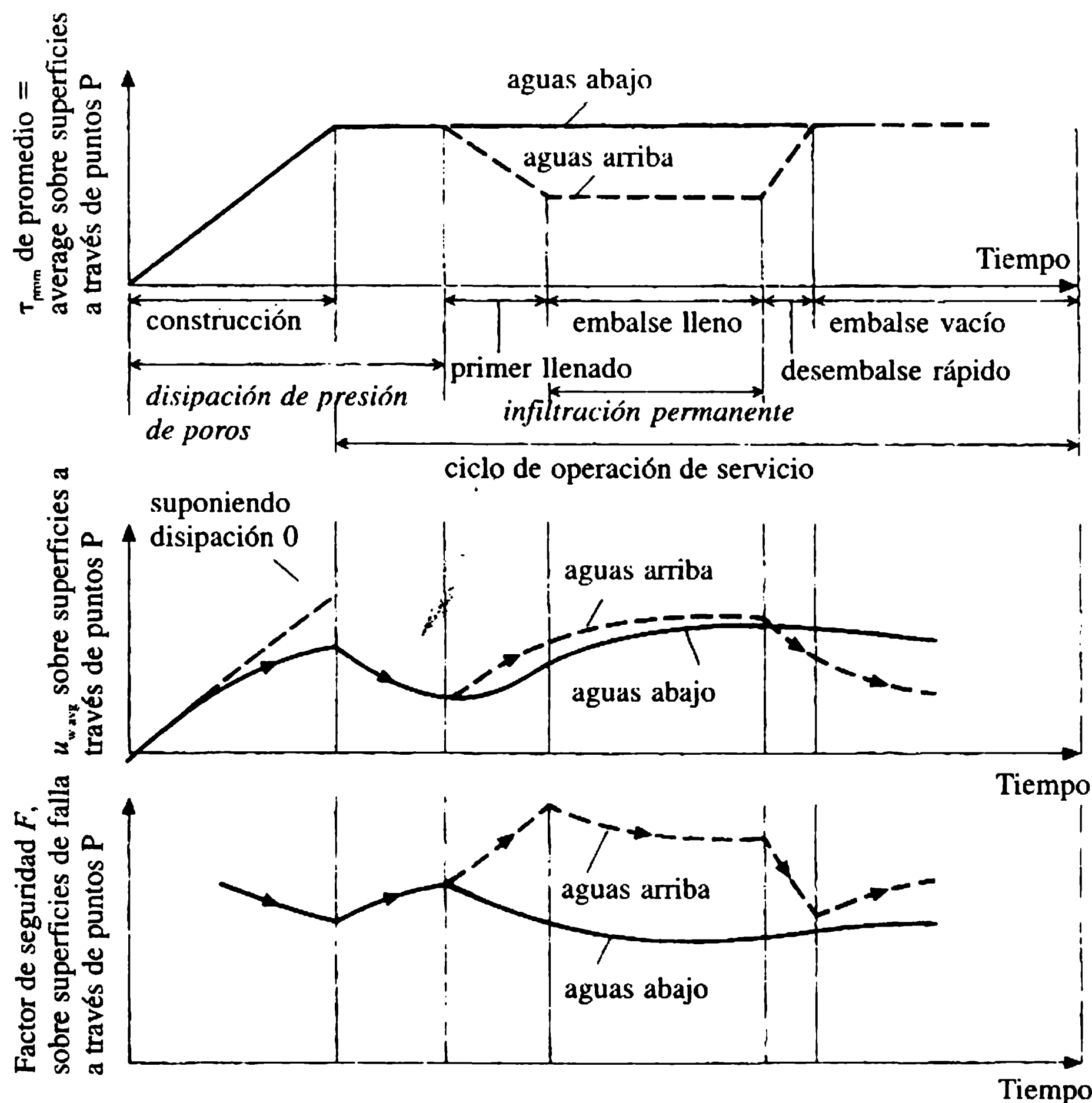
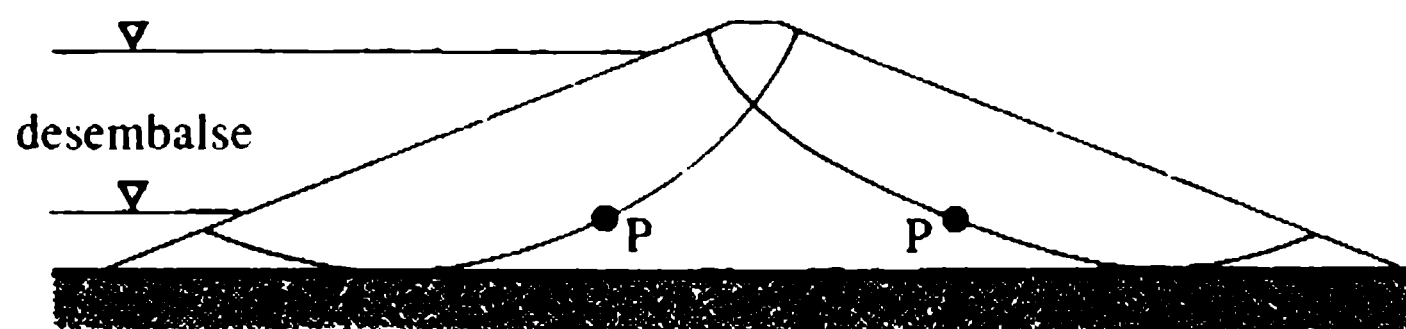
- *Durante y al final de la construcción.* Los rellenos térreos se compactan en un estado parcialmente saturado, es decir, los valores iniciales de  $u_w$  son negativos. Como límite superior, y suponiendo que no hay disipación de la presión de agua en los poros, la relación de presión de poros  $r_u = \bar{B}$ , con el coeficiente de presión de poros  $\bar{B}$  (sección 2.3.1) fijado por el estado de esfuerzos dentro de la presa. Si

se esperan valores altos de  $r_u$ , el exceso de presión de agua en los poros puede aliviarse mediante capas horizontales de drenaje (figura 2.10). El diseño de tales capas, que debe tener una permeabilidad de  $10^5$ - $10^6$  veces la del relleno, se aborda en Gibson y Shefford (1968).

- *Infiltración de estado permanente, embalse lleno.* Siempre debe emplearse el análisis del esfuerzo efectivo. Valores de  $r_u$  mayores a 0.45 pueden ocurrir en presas de arcilla homogénea; capas efectivas de drenaje interno pueden reducir los valores  $r_u$  a 0.20 o menos.
- *Desembalse rápido.* Valores de  $r_u$  en el intervalo 0.30-0.40 pueden ocurrir inmediatamente después del desembalse inicial. Los valores reales de  $u_w$  pueden estimarse a partir de la red de flujo dibujada para posiciones intermedias de la superficie del nivel freático de desembalse.

perfil y superficies de falla simétricos; puntos P equivalentes sobre ambas superficies

embalse lleno



**Figura 2.14** Variación de los parámetros de estabilidad de relleno durante la construcción y la operación (Bishop y Bjerrum, 1960).



Los valores de  $F_{\min}$  determinados en un análisis de estabilidad completo siempre deben considerarse como relativos y no como absolutos. Las expresiones empleadas para  $F$  varían en rigor y son inexactas, como reflejo de la complejidad del problema de estabilidad. Consideraciones económicas inducen a aceptar valores relativamente bajos de  $F$  para las pendientes de los rellenos. Valores recomendados representativos de  $F_{\min}$  que corresponden a las principales condiciones de carga se presentan en la tabla 2.7.

Los valores de  $F_{\min}$  considerados aceptables para un relleno específico siempre deben reflejar la extensión y confiabilidad de la información geotécnica (como se menciona en los pie de página de la tabla 2.7).

Los factores de seguridad para los taludes de una presa de relleno dependen del tiempo, varían de forma significativa de acuerdo con los cambios en las cargas correspondientes a la construcción y al ciclo de operación subsiguiente, lo cual se ilustra esquemáticamente en la figura 2.14.

Las expresiones de  $F$  que corresponden a métodos analíticos de empleo más común son las siguientes:

**a. Solución del círculo sueco (Fellenius): superficie de un arco circular**

$$F = \frac{c' L_a + \tan \phi' \sum (W \cos \alpha - u_w l)}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.25)$$

donde  $L_a$ , es la longitud total de la superficie de falla,  $W$  y  $l$  son, respectivamente, el peso y la longitud de la base de las capas en que se subdivide la masa activa para el análisis y  $\alpha$  es el ángulo de inclinación que forma la base de la capa con la horizontal. Este último se considera positivo si está hacia arriba del talud desde el punto más bajo del arco de falla. La solución de Fellenius es, en la práctica, conservadora al compararla con análisis más rigurosos y puede subestimar a  $F$  en una proporción entre 5 y 15%. Este margen, es en general, inaceptable debido a las implicaciones en los costos.

**Tabla 2.7** Guías para los factores de seguridad: análisis de estabilidad de esfuerzos efectivos

| <i>Condición de carga de diseño</i>           | <i>Factor de seguridad, <math>F_{\min}</math></i> |                           |
|---|---|---------------------------|
|   | <i>Talud aguas abajo</i>                          | <i>Talud aguas arriba</i> |
| (1) En construcción; final de la construcción | 1.25  | 1.25                      |
| (2) Operación a largo plazo; embalse lleno    | 1.5   | 1.5                       |
| (3) Desembalse rápido                         | —   | 1.2                       |
| (4) Carga sísmica con 1, 2 ó 3                | 1.1   | 1.1                       |

1. Los valores anteriores deben interpretarse en el contexto del caso particular, considerado como incertidumbres en cualquiera de los parámetros principales,  $u_w$ ,  $c'$  y  $\phi'$ .
2. Mínimos de diseño más alto son apropiados en análisis basados en parámetros de esfuerzos totales y en resistencias pico en el caso de suelos más frágiles.

### b. Solución semi-rigurosa de Bishop: superficie de arco circular

La solución semi-rigurosa de Bishop (Bishop, 1955) difiere de la solución de Fellenius en los supuestos que hace sobre las fuerzas que actúan entre capas requeridas para el equilibrio estático:

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left\{ [c'b + (W - u_w b) \tan \phi'] \frac{\sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi')/F} \right\}. \quad (2.26a)$$

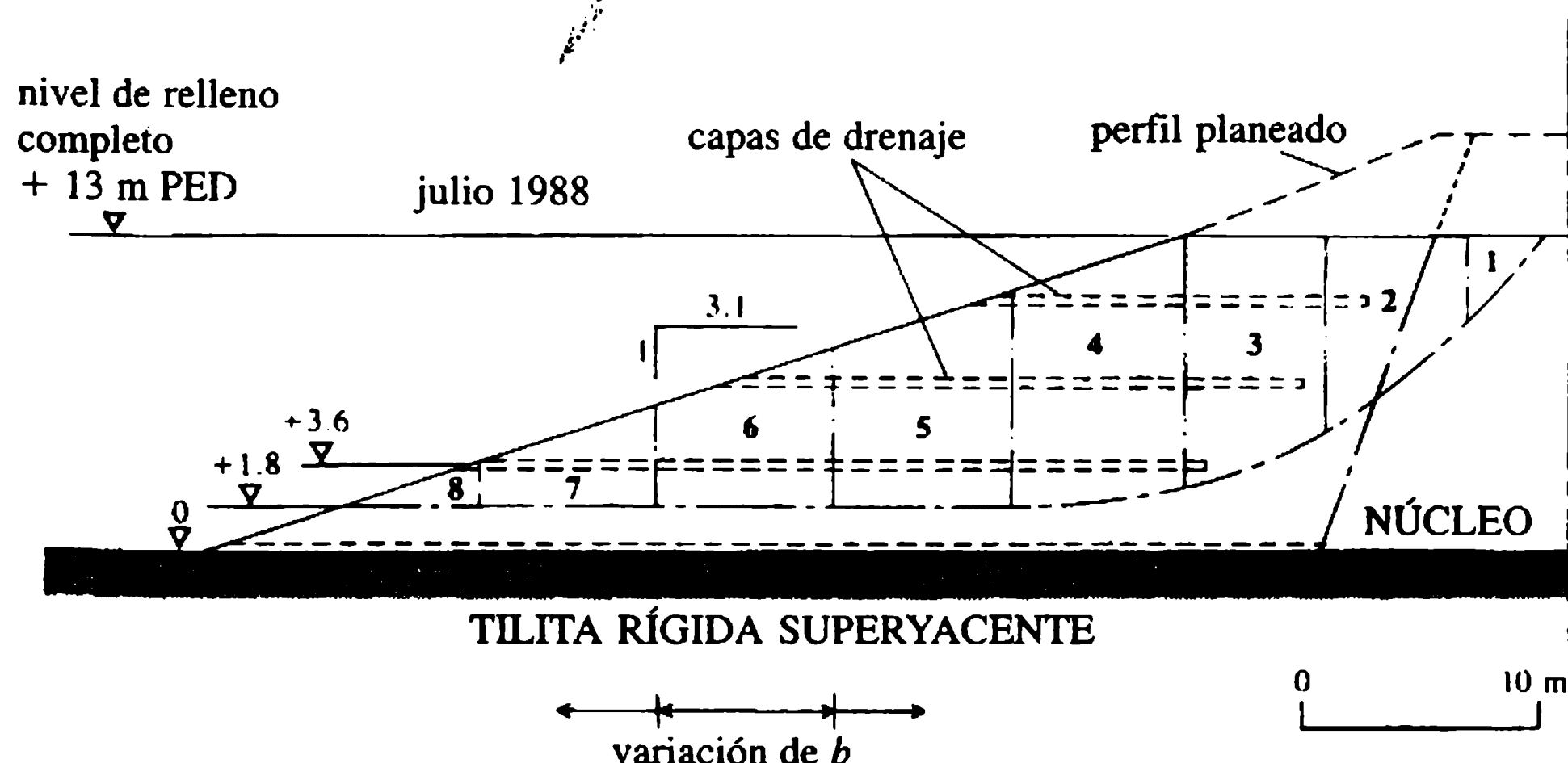
En la expresión anterior  $b$  es el ancho de cualquier capa. Alternativamente, al expresar la presión de agua en los poros  $u_w$  en función de la razón de presión de poros predicha,  $r_u$ , por conveniencia en el análisis inicial, con  $r_u = u_w / \gamma z = u_w b / W$  para cualquier capa,

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left\{ [c'b + W(1 - r_u) \tan \phi'] \frac{\sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi')/F} \right\}. \quad (2.26b)$$

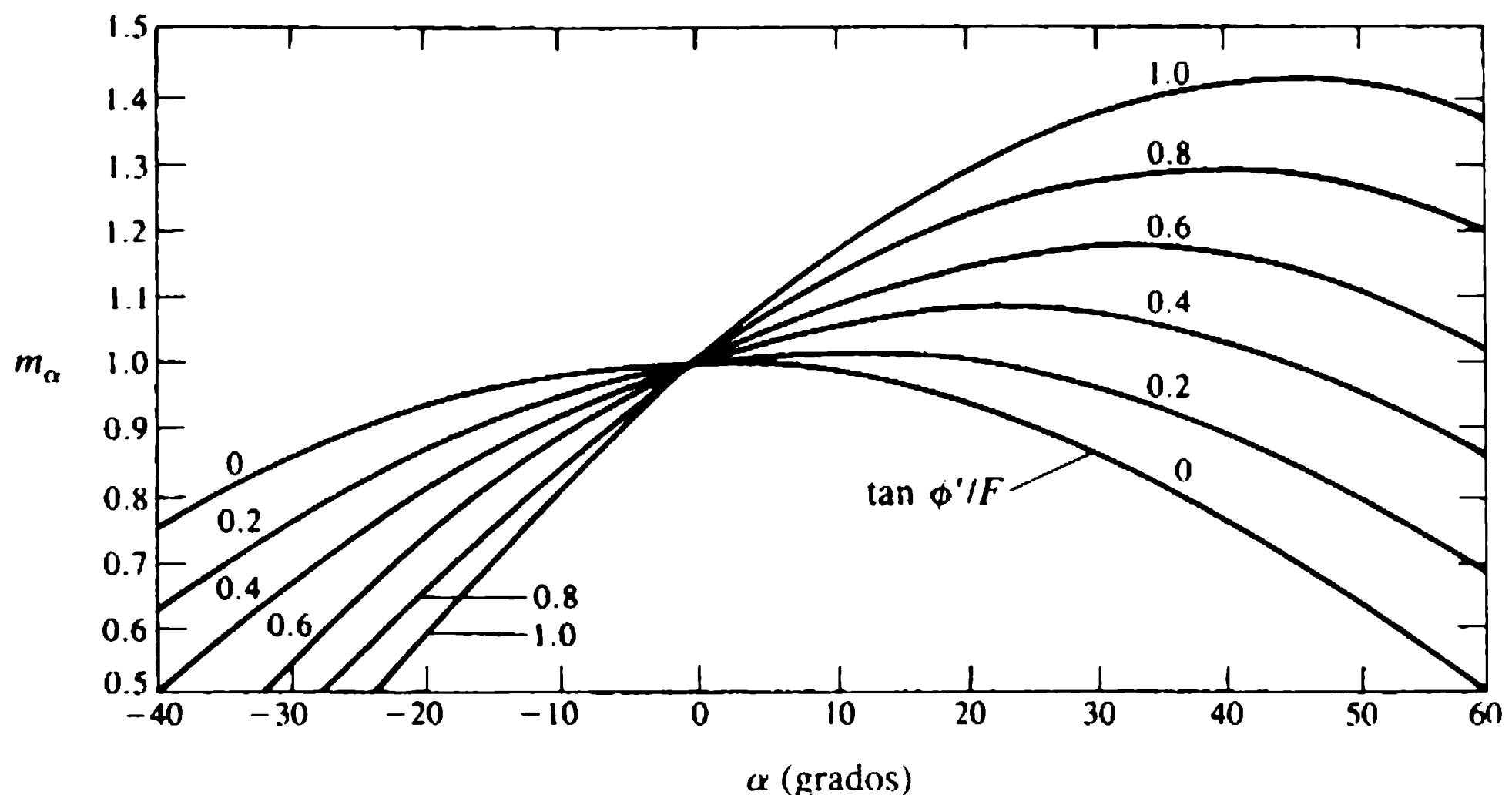
En el supuesto de un relleno saturado, puede sustituirse en forma adicional  $\bar{B}$  por  $r_u$  en la ecuación (2.26b).

Si al aplicar este método, se selecciona primero un valor de prueba de  $F$  apropiado, la expresión converge rápido a la solución. La expresión de Bishop puede, con discreción, aplicarse a superficies de falla de arcos no circulares, como se muestra en la figura 2.15, que también se refiere al ejemplo 2.3. Los diagramas de  $m_\alpha = \cos \alpha [1 + (\tan \alpha \tan \phi')/F]$  para utilizar con la ecuación (2.26) se presentan en la figura 2.16.

Análisis de arcos circulares más exhaustivos incluyen la solución rigurosa de Bishop (Bishop, 1955); por ejemplo, las soluciones a los análisis de superficies de falla irregulares y no circulares presentados en Janbu (1973) y en Morgenstern y Price (1965). Estudios iniciales paramétricos de la estabilidad de espaldones homogéneos pueden efectuarse utilizando los diagramas de estabilidad (Bishop y Morgenstern, 1960; O'Connor y Mitchell, 1977). Los diagramas de estabilidad para análisis de desembalses rápidos se presentan en Morgenstern (1963).



**Figura 2.15** Análisis de estabilidad: superficie de falla en arco no circular (ver ejemplo 2.3).



**Figura 2.16** Análisis de estabilidad (método semi-riguroso de Bishop): curvas de la cimentación  $m_\alpha = \cos \alpha [1 + (\tan \alpha \tan \phi')/F]$ .

### 2.7.2 ANÁLISIS DEL ESFUERZO: FRACTURAMIENTO HIDRÁULICO; AGRIETAMIENTO Y ANÁLISIS SÍSMICO

#### a. Análisis del esfuerzo

La aplicación de técnicas de modelación matemática sofisticadas a los análisis del esfuerzo en presas de relleno, está restringida debido a las dificultades ocasionadas por la variabilidad de los materiales de relleno y las complejidades de su comportamiento. Las técnicas de modelación bien establecidas en otras aplicaciones, por ejemplo el análisis de elementos finitos (EF), no son empleadas ampliamente sino en estudios de diseños muy específicos. Los principios de la modelación de elementos finitos se tratan brevemente en la sección 3.2.8, en el contexto del análisis del esfuerzo en presas de concreto.

#### b. Fracturamiento hidráulico

El análisis del esfuerzo interno se restringe a una evaluación del riesgo de fracturamiento hidráulico o agrietamiento interno como resultado de deformaciones diferenciales, es decir, efectos de la interfaz.

El fracturamiento hidráulico, con el riesgo consecuente de erosión interna y migración de finos, puede iniciarse si el esfuerzo total,  $\sigma_n$ , normal a cualquier plano dentro de la masa del suelo es menor que la presión local de agua en los poros  $u_w$ , permitiendo un esfuerzo de tensión limitado,  $\sigma_t$ , del suelo. La condición para que ocurra el fracturamiento es entonces  $u_w > \sigma_n + \sigma_t$  en cualquier plano interno. Dado que tal fracturamiento se inicia en un núcleo, los factores críticos a la integridad son: en primer lugar, si la fractura se propaga a través del núcleo y, en segundo, si las velocidades de infiltración son tales que se produce erosión creciente. El desarrollo de los procesos de erosión dependerá de si la fractura se repara a sí misma y/o la habilidad del material aguas abajo de 'atrapar' de inmediato los finos que migran

desde el núcleo. La erosión de los suelos se estudia en Atkinson, Charles y Mhach (1990) y en Sherard y Dunnigan (1985).

El fracturamiento transversal sobre un plano vertical ocurrirá si, ignorando  $\sigma_t$ ,  $u_w > \sigma_{ha}$ , donde  $\sigma_{ha}$  es el esfuerzo total axial horizontal, es decir paralelo al eje de la presa. El otro plano crítico es el plano horizontal transversal. El fracturamiento se desarrollará en esta última orientación si el esfuerzo total vertical,  $\sigma_v$ , es menor que  $u_w$  como resultado del arqueamiento del núcleo producto de la transferencia de carga a los espaldones. La movilización de la resistencia al corte del núcleo y el agrietamiento están asociados con la consolidación de un núcleo de arcilla soportado por espaldones granulares relativamente incompresibles. Suponiendo que la resistencia total al corte no drenada del núcleo se desarrolla en la transferencia de carga, se puede mostrar que el esfuerzo total nominal vertical  $\sigma_v$  a una profundidad  $z$  por debajo de la cresta en un núcleo de ancho  $2a$ , está dado por:

$$\sigma_v = z \left( \gamma - \frac{c_u}{a} \right). \quad (2.27)$$

El esfuerzo total horizontal correspondiente,  $\sigma_h$ , está dado por:

$$\sigma_h = K_0(\sigma_v - u_w) + u_w \quad (2.28)$$

donde  $K_0$  es el coeficiente de la presión de tierra para una deformación unitaria lateral de cero (en reposo).

La mayoría de los casos registrados de fracturamiento hidráulico han ocurrido durante el primer llenado o poco después de él. El fenómeno se analiza en Vaughan *et al.* (1970), Sherard (1973, 1985) y Lun (1985). El riesgo de fracturamiento es moderado si se utiliza una zona de núcleo ancha y relativamente plástica con resistencia baja o inmediata al corte, y si el núcleo y el espaldón se separan por una zona de transición o un filtro. La evidencia sobre la influencia del contenido de agua del núcleo y otros factores es contradictoria. Una simulación de fracturamiento en laboratorio y el estudio de la influencia de ciertos parámetros para un tipo específico de suelo se presenta en Medeiros y Moffat (1995).

### c. Agrietamiento

Agrietamientos distintos al que ocurre con el fracturamiento hidráulico en general se asocian con incompatibilidades en las deformaciones, es decir, en las interfaces dentro del relleno. Se pueden desarrollar modos de agrietamiento transversal o longitudinal en potencia nocivos por las siguientes causas:

1. desplazamientos de corte en estribos en rocas muy empinadas o alcantarillados mal terminados;
2. deformaciones diferenciales y/o arqueamiento local en cimentaciones irregulares;
3. pendientes verticales a lo largo del eje de la zanja del rastrillo;
4. deformación progresiva del talud y alivio del esfuerzo;
5. incompatibilidades de deformaciones en las interfaces dentro de la presa.

Se ha sugerido que el riesgo de agrietamiento interno severo debido al punto 5 sea de importancia cada vez mayor para rellenos térreos, si la razón entre la sedimentación máxima después de la construcción y  $H \cot \beta$ , donde  $H$  es la altura del relleno y  $\beta$  es el ángulo del talud, exceda en valores entre 0.003 y 0.005 (Justo, 1973).

El riesgo de que surjan tales modos de agrietamiento puede moderarse si se efectúa un cuidadoso y detallado diseño, es decir, evitando grandes irregularidades en las excavaciones de las cimentaciones, el uso de materiales más húmedos y más plásticos en el núcleo y la zonificación cuidadosa con transiciones amplias adyacentes al núcleo.

#### d. Análisis sísmico

La sismicidad en el diseño de una presa de relleno está fuera del alcance de este capítulo. Una introducción a sus aspectos generales se presenta en el capítulo 3 en el contexto de las presas de concreto. La sección 3.1.1 de ese capítulo incluye una referencia breve al análisis de respuesta dinámica, que es el enfoque riguroso más utilizado en presas de relleno ubicadas en áreas de actividad sísmica significativas.

Los análisis sísmicos pseudoestáticos, descritos en la sección 3.1.1 involucran una simplificación mayor. Se supone que los efectos dinámicos de las perturbaciones sísmicas pueden sustituirse por fuerzas estáticas derivadas de las aceleraciones pico supuestas,  $\alpha$ , expresadas como una proporción de la aceleración debida a la gravedad,  $g$ . Al aplicarse a una presa de relleno, en su forma más simple el análisis pseudoestático introduce una carga de inercia horizontal adicional. Su efecto es similar a efectuar los análisis convencionales de estabilidad utilizando una pendiente del relleno inclinado en un ángulo  $\tan^{-1} \alpha$ . El análisis de equilibrio límite desarrollado en Sarma (1975) se utiliza con frecuencia en este contexto y se puede adaptar con facilidad para incluir fuerzas horizontales internas entre capas.

La frecuencia natural teórica de una presa elástica, larga y uniforme de sección triangular es función de su altura. Se ha demostrado en ensayos de campo que para presas más grandes las frecuencias naturales son del orden de 1 Hz y más.

El riesgo sísmico de las presas en Gran Bretaña, incluida la selección de parámetros de diseño, se estudia en Charles *et al.* (1991) y Hinks y Charles (1992). La selección de los parámetros de diseño sísmico también ha sido revisada en el boletín 72 de ICOLD (ICOLD, 1989). Se debe hacer referencia a Seed (1981) y a Jansen *et al.* (1988) para un examen del análisis sísmico de presas de relleno.

## 2.8 Asentamiento y deformación

### 2.8.1 ASENTAMIENTO

Las sedimentaciones de consolidación primarias,  $\delta_1$ , que se desarrollan a medida que se disipa el exceso de presión de agua en los poros, pueden estimarse en función de  $m_v$ , el coeficiente de compresibilidad (sección 2.3.3), la profundidad de suelo compresible y el promedio vertical de los incrementos de los esfuerzos efectivos,  $\Delta\sigma'$ . Los subíndices 'e' y 'f' en las ecuaciones siguientes hacen referencia al relleno y a la cimentación respectivamente:



$$\delta_1 = f_n m_v \Delta \sigma' \quad (2.29)$$

$$\delta_{1c} = m_{ve} \gamma H^2 / 2, \quad (2.30)$$

donde  $H$  es la altura del relleno, y:

$$\delta_{1f} = m_{vf} D_f \Delta \sigma'_f \quad (2.31)$$

donde  $D_f$  es la profundidad de la cimentación compresible.  $\Delta \sigma'_f$  está dado por la relación:

$$\Delta \sigma_f = I \gamma_f z_e \quad (2.32)$$

donde  $I$  es un factor de influencia determinado por la elasticidad de la cimentación y la relación profundidad: ancho. Curvas de  $I$  bajo el centro de un relleno simétrico se presentan en Mitchell (1983). Para geometrías de cimentaciones habituales de presas de relleno,  $I = 0.90-0.99$ .

La precisión de las predicciones de las sedimentaciones se mejora subdividiendo el relleno y/o la cimentación en un número de capas, y luego analizando la sedimentación en cada una de ellas.

La sedimentación de consolidación secundaria  $\delta_2$ , puede estimarse a partir del coeficiente de consolidación secundaria,  $C_\alpha$  (sección 2.3.3). La ecuación general de  $\delta_2$ , aplicada al relleno y la cimentación a su vez, está dada por:

$$\delta_2 = C_\alpha z \log(t_2/t_1) \quad (2.33)$$

donde  $z$  es la altura  $H$ , o profundidad  $D_f$  según el caso, y los tiempos  $t_2$  y  $t_1$  están determinados con respecto a la finalización de la consolidación primaria.

Los valores de  $C_\alpha$  en general están por debajo de 0.002 para rellenos de arcilla sobreconsolidada, etc., y alcanzan valores entre 0.005 y 0.5 en arcillas más blandas consolidadas con normalidad.

Las sedimentaciones de un relleno de tierra al finalizar la construcción para  $H > 13$  m pueden aproximarse mediante la relación:

$$\delta_{fc} = 0.035(H - 13). \quad (2.34)$$

## 2.8.2 DEFORMACIÓN

Las deformaciones internas que se generan son complejas y no se determinan con facilidad. La deformación transversal promedio en la base puede aproximarse si se supone que al finalizar la sedimentación de la cimentación, la base se deforma como un arco circular. Para sedimentaciones moderadas el promedio positivo, es decir, de tensión de la deformación en la base  $\epsilon_h$ , está entonces dado por:



$$\varepsilon_h = -2 \frac{[(L'/2)^2 + (\delta_r)^2]^{1/2}}{L'} + 1 \quad (2.35)$$

donde  $L'$  es el ancho de la base del relleno.

La deformación media vertical correspondiente,  $\varepsilon_v$ , se expresa por:

$$\varepsilon_v = \delta_e/H = m_{ve} \gamma H/2. \quad (2.36)$$

Aspectos adicionales de la deformación interna, en especial en las interfaces críticas núcleo–filtro–espaldón, se tratan en Mitchell (1983).

### 2.8.3 ÍNDICES DE DESEMPEÑO PARA NÚCLEOS DE RELLENOS TÉRREOS

Las infiltraciones excesivas y posiblemente turbias pueden indicar el deterioro progresivo o el desempeño inadecuado de un núcleo de relleno térreo. Otros indicadores incluyen depresiones localizadas en la cresta o en el paramento aguas arriba, la sedimentación general excesiva o una superficie freática alta en el espaldón aguas abajo.

Se han sugerido índices de desempeño empíricos para ciertos parámetros :

#### a. Índice de fracturamiento hidráulico, $HF_I$

El índice de fracturamiento hidráulico es una medida de la susceptibilidad al fracturamiento y está dado por:

$$HF_I = \frac{\sigma}{\gamma_w z_1} w \quad (2.37)$$

donde  $\sigma$  es el esfuerzo total y  $\gamma_w z_1$  la cabeza en el embalse, determinada por un plano que cruza el núcleo. El esfuerzo horizontal total,  $\sigma_h$ , normal a un plano transversal vertical será crítico, y  $HF_I < 1$  indica riesgo de fracturamiento hidráulico [ $\sigma_h$  debe estimarse o determinarse por ensayos *in situ* (Charles y Watts, 1987)].

#### b. Índices de asentamiento, $S_I$

El índice de asentamiento se define como:

$$S_I = \frac{\Delta_s}{1000H \log t_2/t_1} \quad (2.38)$$

donde  $\Delta_s$  es la sedimentación en milímetros en la cresta, que ocurre en un intervalo de tiempo entre  $t_1$  y  $t_2$  (años) después de la terminación de un relleno de altura  $H$  (metros). Se considera que un valor de  $S_I \leq 0.02$  representa un comportamiento aceptable de asentamiento a largo plazo en términos de la consolidación secundaria del relleno y/o la cimentación, o fluencia de un relleno granular (Charles, 1986).

### c. Índice de infiltración, $Q_i$

Un índice de infiltración y fugas puede definirse como:

$$Q_i = \frac{q}{1000AKi} \quad (2.39)$$

donde  $q$  en litros por segundo es el caudal a través del núcleo o elemento retenedor de agua y  $A$  es el área del elemento en metros cuadrados. El coeficiente  $k$  es la permeabilidad máxima aceptable en metros por segundo del núcleo e  $i$  el gradiente hidráulico promedio a través del núcleo. Se puede esperar un valor de  $Q_i < 1$  si todo el caudal es infiltración y no hay fugas por imperfecciones. Teniendo en cuenta los problemas asociados con la determinación de  $q$  y  $k$ , el valor de  $Q_i$  se usa sobre todo como un índice de comparación a largo plazo.

## 2.9 Enrocado y rellenos enrocados

Los enrocados compactados han desplazado los rellenos lanzados o lavados con agua a presión que antes se empleaban en la construcción de presas de relleno. El concepto de enrocados bien gradados y compactados de forma intensiva se ha desarrollado a partir del reconocimiento de la importancia de la granulometría y la introducción de equipo pesado de compactación. La densidad compactada es el principal factor que rige la resistencia al corte en el enrocado y su asentamiento.

Las características representativas para enrocados compactados gradados se indica en la tabla 2.5. Las principales ventajas del enrocado como material de construcción de rellenos son su resistencia al corte en fricción alta, que permite la construcción de pendientes más empinadas que los rellenos de tierra, y una permeabilidad relativamente alta que elimina los problemas asociados con la construcción o con presiones de agua en los poros de infiltración.

Las desventajas de los enrocados están en la dificultad del control de la granulometría de la roca triturada, por ejemplo de las excavaciones y túneles, y en los asentamientos durante y después de la construcción, que son relativamente altos. Este hecho puede ocasionar problemas en la interfaz donde los espaldones de enrocado son adyacentes al núcleo de arcilla compresible (sección 2.7.2).

La calidad y conveniencia de los enrocados se analiza en Penman y Charles (1975) e ICOLD (1993b). Un estudio detallado de las características mecánicas de los enrocados compactados y de las técnicas especiales de ensayos a gran escala que se requieren se reporta en Marsal (1973).

La resistencia al corte de los enrocados compactados se define por una curva envolvente de falla de la forma (De Mello, 1977):

$$\tau_f = A(\sigma')^b. \quad (2.40)$$

Valores ilustrativos de los parámetros  $A$  y  $b$ , a partir de los datos presentados en Charles y Watts (1980), y con  $\tau_f$  y  $\sigma'$  en kilonewtons por  $m^2$ , son:

$A = 3.0$  (pizarra de mala calidad)  $\rightarrow 6.8$  (arenisca),

$b = 0.67$  (arenisca)  $\rightarrow 0.81$  (basalto).

La estabilidad de los taludes en un enrocado compactado puede determinarse utilizando métodos de equilibrio límite, incluyendo los que se introdujeron en la sección 2.7, y análisis comparables para superficies de falla de tipo cuña. Se pueden hacer estudios paramétricos rápidos de estabilidad utilizando los números adimensionales de estabilidad,  $\Gamma_F$  (análisis de Fellenius) y  $\Gamma_B$  (análisis de Bishop) desarrollados en Charles y Soares (1984), y basados en la ecuación (2.40).

El asentamiento del enrocado está asociado con el trituramiento de partículas y se incrementa considerablemente por la saturación; puede, por tanto, acelerarse durante las operaciones de construcción. El asentamiento que ocurre durante la construcción a nivel de la cresta,  $\delta_{r1}$ , puede estimarse a partir de las relaciones aproximadas

$$\delta_{r1} = 0.001 H^{3/2} \quad (2.41)$$

y

$$\delta_{r1} = g_r H^2 / E_r \quad (2.42)$$

donde  $E_r$  es el módulo de deformación y  $g_r$  es la densidad del enrocado. Los valores de  $E_r$  son, de ordinario, del orden de 20-50 MN m<sup>-2</sup>.

El asentamiento a largo plazo después de la construcción  $\Delta_{r2}$ , se rige por una relación de la forma:

$$\delta_{r2} = \alpha' (\log t_2 - \log t_1) \quad (2.43)$$

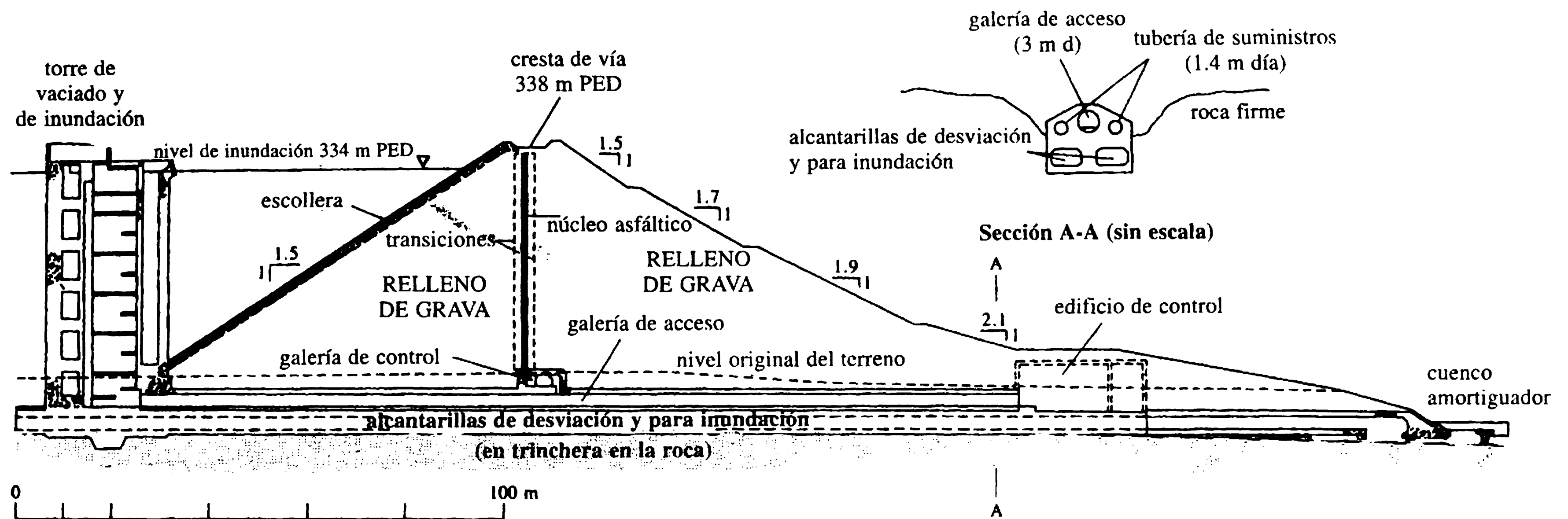
Por lo normal, la constante  $\alpha'$  en la ecuación (2.40) está en el intervalo 0.2-0.5, y los tiempos  $t_1$  y  $t_2$  se determinan respecto a la finalización de la construcción y/o el primer llenado.

Los rellenos de enrocado tienen la capacidad, si están protegidos y/o reforzados, de permitir flujos o desbordes causados por inundaciones sin sufrir daños severos. Las medidas de protección apropiadas se analizan en Lawson (1987) e ICOLD (1993c).

El análisis y diseño de rellenos de enrocado se examinan con más detalle en Hirschfeld y Poulos (1973), Jansen (1988) y Leps (1988). Un relleno de enrocado con núcleo central asfáltico se muestra en la figura 2.17 y se describe en Gallacher (1988). El uso de enrocados con pendientes bajas se trata en Wilson y Evans (1990).

## Geosintéticos en presas de relleno

Los geosintéticos (geotextiles) tienen un potencial considerable en la ingeniería de presas dado que pueden solucionar los aspectos de durabilidad en aplicaciones específicas. Se han empleado diversos tipos de geosintéticos en un gran número de aplicaciones diferentes, tanto en construcciones nuevas como en proyectos de rehabilitación (sección 8.7). Su uso en presas, que comenzó alrededor de 1970, se ha



**Figura 2.17** Presa de enrocado con núcleo asfáltico en Megget, Escocia.

propagado en forma lenta si se compara con otras aplicaciones geotécnicas. Este hecho puede atribuirse a precauciones basadas en la información escasa acerca de la durabilidad a largo plazo de los sintéticos artificiales, en particular cuando se emplean internamente en sitios donde no se pueden inspeccionar con facilidad y, si es necesario, remplazarlos.

Los geosintéticos pueden emplearse para realizar diferentes funciones en presas de relleno.

1. *Membranas impermeables (aguas arriba o internas)*. Aguas arriba se han empleado con éxito membranas de cloruro de polivinilo (PVC) y polietileno de alta densidad (HDPE) en presas hasta de 40 metros de altura. Las membranas, con espesores usuales de 3-4 mm, se colocan en franjas de 4-6 m de ancho sobre una base preparada de grano fino y una capa de drenaje, y se anclan en la cresta y en el pie. Se debe tener cuidado para asegurar la integridad de las costuras y las soldaduras, y la membrana completa se equipa de ordinario, con una cubierta protectora granular que soporta la protección convencional del paramento aguas arriba

Las membranas internas menos empleadas se instalan normalmente con zonas de transición de protección en ambos lados.

2. *Filtro y capas de drenaje (control de infiltración)*. Geosintéticos relativamente gruesos con transmisibilidad interna alta son apropiados para filtros o capas de drenaje. Es importante asegurar que los esfuerzos que se prevén y/o algún grado de migración de partículas de suelos no disminuyan la capacidad transmisiva a un nivel inaceptable.
3. *Refuerzo de tierra (estabilidad de taludes, etc.)*. Materiales geosintéticos de refuerzo, por ejemplo, geomallas, pueden usarse para permitir la construcción de pendientes más empinadas o para ayudar a contener la deformación y el deslizamiento lateral dentro del relleno o sobre una cimentación blanda.
4. *Control de la erosión superficial (precipitación o desbordes limitados)*. El uso de geosintéticos junto con vegetación natural puede mejorar bastante la resistencia a la erosión y reducir la 'formación de cárcavas' debido a la escorrentía localizada sobre el paramento aguas abajo. Geomallas y esteras también se han utilizado para proporcionar una medida de seguridad contra desbordes modestos o de duración limitada (sección 4.4).
5. *Capas intermedias de separación*. Los geosintéticos pueden emplearse para actuar como una capa intermedia que asegure una separación efectiva de los materiales de relleno en una interfaz. Las funciones de las interfaces pueden exigir que los geosintéticos actúen como una capa de soporte o de amortiguación, o como una capa intermedia de fricción alta o baja. Un ejemplo de su uso en este contexto sería la separación de un relleno térreo de un enrocado adyacente.

Aplicaciones generales de geosintéticos en presas se describen en Giroud (1990, 1992). En el boletín 78 de ICOLD (ICOLD, 1991) se encuentra una revisión del uso de membranas geosintéticas y en el boletín 55 (ICOLD 1986), acerca de geotextiles para capas de transición-filtros.

### Ejemplo 2.1

Un esquema del perfil de un relleno térreo se ilustra en la figura 2.18.

#### Información geotécnica

La permeabilidad (anisotrópica) del aluvión de cimentación,  $k_h = 4k_v = 1 \times 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ .  
 1. La permeabilidad efectiva de diseño de la zona del rastrillo inyectado,  $k_c = 2.5 \times 10^{-7} \text{ ms}^{-1}$ .

1. Dibujar la red de flujo de la cimentación sin ubicar el rastrillo inyectado en su sitio y calcular el caudal de infiltración,  $Q_0$ , en  $\text{m}^3 \text{ m}^{-1} \text{ día}^{-1}$ .
2. Determinar el ancho,  $t$ , de la zona de rastrillo inyectado requerido para alcanzar un  $E_Q$  de diseño de 70% y calcular el valor correspondiente de  $E_H$ .
3. Determinar la presión de agua en los poros correspondiente al punto X, en metros de cabeza.

#### Solución

1. Factor de transformación =  $1/2$ . Ver red de flujo en la figura 2.11:  
 $N_F/N_d = 3/16.5 = 0.18$ .  $k'$  (aluvión) =  $(k_v k_h)^{1/2} = 0.5 \times 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ . Por tanto:

$$Q_0 = (0.5 \times 10^{-5}) 20 (0.18) (24 \times 3600) \quad (2.15)$$

$$= 1.55 \text{ m}^3 \text{ m}^{-1} \text{ día}^{-1}.$$

2. Con  $E_Q$  igual a 70%,  $Q = 0.30 Q_0 = 0.47 \text{ m}^3 \text{ m}^{-1} \text{ día}^{-1}$ . Por tanto:

$$N'_f/N'_d \text{ 'equivalente'} = \frac{(0.18) 0.47}{1.55} = 0.055.$$

En consecuencia  $N'_d = 3/0.055 = 54.5$ , aproximadamente 55.

La tasa relativa de pérdida de cabeza, rastrillo y aluvión =  $k'/k'_{\text{rastrillo}}$

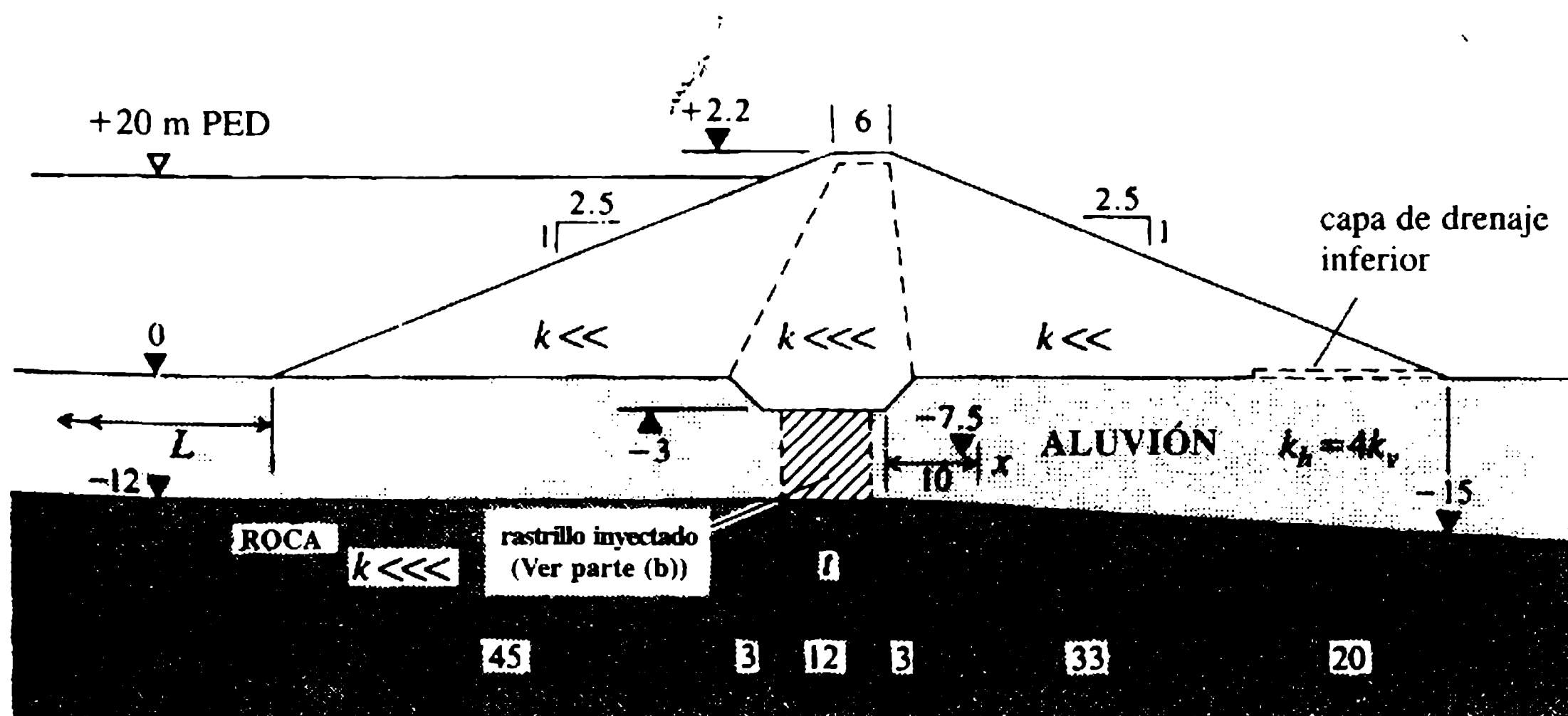


Figura 2.18 Ejemplo 2.1 (figura 2.11).



$$= \frac{0.5 \times 10^{-5}}{2.5 \times 10^{-7}} = 20.0/1.0.$$

Por consiguiente,  $n_d$  en la zona del rastrillo,  $n_d = 20n_d + (16.5 - n_d) = 55$ . Entonces,  $n_d = 2.02$ , aproximadamente 2. Sin embargo, la dimensión de las celdas de la red de flujo en la escala transformada  $\approx 3$  m,  $\equiv 6$  m en escala natural, y de ahí el espesor del rastrillo,  $t \approx 2 \times 6 = 12$  m.

$$E_H = h/H, \quad H \equiv 2 \times 20H/N'_d \equiv 40/20N'_d.$$

Así,  $h = 40 \times 20/55 = 14.5$  m y  $E_H = 14.5/20 = 73\%$ .

3. La pérdida de cabeza en el aluvión  $H - h = 5.5$  m. La trayectoria de infiltración en el aluvión  $= 116 - 20 - t = 84$  m. En consecuencia,  $i = 5.5/84$  y la pérdida de cabeza aguas arriba  $= (48 \times 5.5)/84 = 3.1$  m; la pérdida de cabeza aguas abajo  $= 2.4$  m. De ahí que la línea piezométrica en la figura 2.11, y la presión de agua en los poros en X  $\equiv 9.3$  m de cabeza.

### Ejemplo 2.2

El perfil de una presa zonificada de relleno térreo cimentada sobre una arcilla impermeable se ilustra en la figura 2.12, donde también se indican los niveles piezométricos de flujo constante registrados dentro del relleno.

### Datos

Infiltración medida en el vertedero en  $V - q = 0.1$  m<sup>3</sup> día<sup>-1</sup> por metro de longitud. La zona del núcleo está conformada por el suelo A. Los espaldones son del suelo B aguas abajo y un enrocado más grueso aguas arriba. Los drenes son de gravas finas.

1. Interpretar los niveles piezométricos y construir una red de flujo representativa del régimen de infiltración de estado permanente.
2. A partir de la red de flujo, estimar la permeabilidad efectiva  $k'$ , del suelo A y la eficiencia de la cabeza,  $E_H$  del núcleo.

### Soluciones

1. Véase la red de flujo de la figura 2.12, teniendo en cuenta (1) la interpretación de las permeabilidades de la zona, y (2) la construcción de la superficie freática, con la cabeza,  $H$ , subdividida en incrementos,  $\Delta h$ .
2. De acuerdo con la red de flujo:  $N_f = 3.6$ , medio  $N_d \approx 4.9$ , y el factor de forma  $N_f/N_d = 0.73$ .

$$k' = \frac{0.1}{0.73 \times 29(24 \times 3600)} = 5.4 \times 10^{-8} \text{ m s}^{-1} \quad [\text{ecuación (2.15)}],$$

$$E_H(\text{núcleo}) = 14.5/29.0 = 50\%.$$

Ejemplo 2.3

En la figura 2.15 se muestra la sección de una presa de relleno de arcilla compactada en una etapa intermedia de construcción, y se indica la superficie potencial de deslizamiento.

Información geotécnica

| Núcleo y espaldón de arcilla compactada         |                                  |
|---|----------------------------------|
| Peso específico, $\gamma$ (kN m <sup>-3</sup> ) | 21                               |
| Cohesión, $c'$ (kN $\mu$ m <sup>-2</sup> )      | 5                                |
| Ángulo de resistencia al corte $\phi'$ (grados) | 30                               |
| Relación de presión de poros estimada, $r_u$    | capas 1-3=0.55<br>capas 4-8=0.45 |

Determinar el factor de seguridad,  $F$ , utilizando el análisis semi-riguroso de Bishop [ecuación (2.26b): las dimensiones de la capa pueden estimarse a partir de la figura].

Solución

Para un valor estimado de  $F = 1.5$ , la ecuación (2.26b) produce  $F = 1.71$ ; al iterar ( $F = 1.7$ ) se confirma  $F = 1.72$

En la tabla siguiente se presentan los efectos sobre  $F$  al cambiar los parámetros más importantes involucrados en el análisis; es decir  $c'$ ,  $\phi'$  y  $r_u$ :

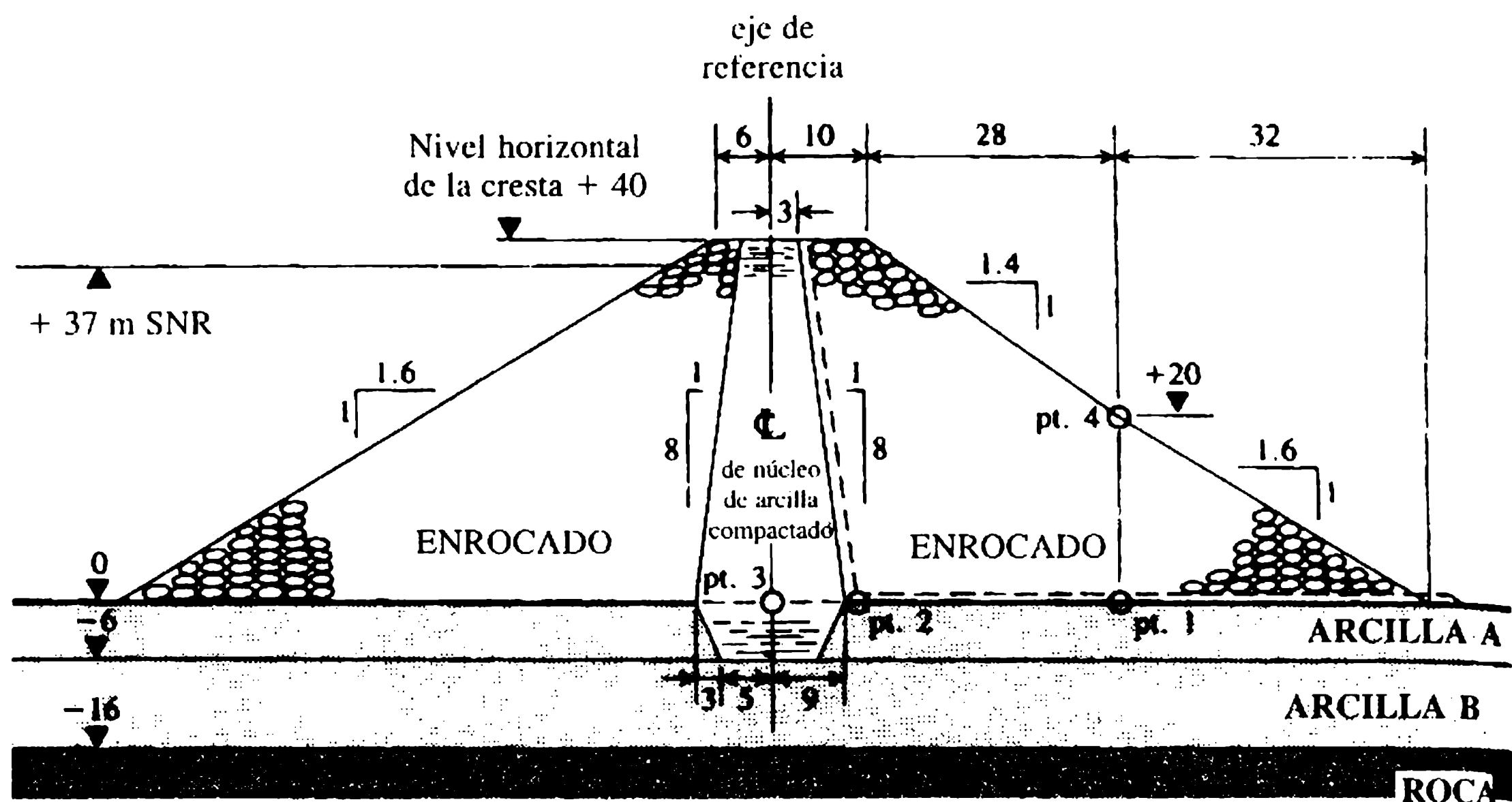
| Ensayo        | $c'$<br>(nK m <sup>-2</sup> ) | $\phi'$<br>(grados) | $r_u$     |           | $F$  |
|---------------|-------------------------------|---------------------|-----------|-----------|------|
|               |                               |                     | Capas 1–3 | Capas 4–8 |      |
| A             | 5                             | 30                  | 0.55      | 0.45      | 1.72 |
| B(< $c'$ )    | 0                             | 30                  | 0.55      | 0.45      | 1.51 |
| C(< $\phi'$ ) | 5                             | 25                  | 0.55      | 0.45      | 1.44 |
| D(> $r_u$ )   | 5                             | 30                  | 0.65      | 0.45      | 1.41 |

Ejemplo 2.4

Un esquema del perfil de una presa de relleno y su cimentación se ilustran en la figura 2.19. La presa tiene un núcleo central de arcilla compactada rodeado por espaldones de enrocado compactado.

Información geotécnica

Nivel inicial del terreno (GWL) = -2 m PED.



**Figura 2.19** Ejemplo 2.4.

1. Determinar el nivel de construcción de la cresta requerido para asegurar que el borde libre nominal que se muestra no se reduce por el asentamiento de consolidación.
2. Estimar el asentamiento de consolidación que se desarrollará en cada uno de los puntos 1, 2 y 3 que se indican y determinar el asentamiento total del punto 4.

| <i>Nivel (m PED)</i>  | <i>Presa</i>                   |                        | <i>Cimentación</i>    |                         |
|---|--------------------------------|------------------------|-----------------------|-------------------------|
|   | <i>Núcleo</i>                  | <i>Espaldón</i>        | <i>Arcilla A</i>      | <i>Arcilla B</i>        |
|   | <i>De: +40</i><br><i>A: -6</i> | <i>+40</i><br><i>0</i> | <i>0</i><br><i>-6</i> | <i>-6</i><br><i>-16</i> |
| Peso específico $\gamma(\text{kN m}^{-3})$  | 20                             | 21.5                   | 20                    | 20                      |
| Coeficiente de compresibilidad<br>$m_v (\times 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ kN}^{-1})$  | 0.50                           | —                      | 0.80                  | 0.60                    |
| Módulo equivalente,<br>$E(\times 10^4 \text{ kN m}^{-2})$   | —                              | 2.0                    | —                     | —                       |
| Factores de influencia, <i>I</i> , para una<br>distribución vertical de esfuerzos<br>elásticos, estrato de profundidad<br>media bajo la línea central |                                |                        | 0.98                  | 0.95                    |

## Soluciones

1. Profundidad del núcleo =  $40 + 6 = 46$  m. Para el núcleo  $\Delta\sigma'_c$  promedio =  $20 \times 46/2 = 460 \text{ kN m}^{-2}$ . Por tanto:

$$\delta_{lc} = 0.5 \times 460 \times 46 / 10^4 = 1.06 \text{ m} \quad [\text{ecuación (2.30)}].$$

el asentamiento bajo el núcleo, arcilla B: a altura media,

$$\Delta\sigma'_B = 0.95 \times 20 \times 46 = 874 \text{ kN m}^{-2} \quad [\text{ecuación (2.32)}],$$

$$\delta_{1B} = \frac{0.6 \times 874 \times 10}{10^4} = 0.52 \text{ m} \quad [\text{ecuación (2.31)}];$$

de ahí que el nivel de la cresta nominal sea = 41.6 m PED.

2. *Punto 1:*  $\Delta\sigma' = 21.5 \times 20 = 430 \text{ kN m}^{-2}$ . Por tanto, a altura media en la arcilla A,

$$\Delta\sigma'_A = 0.98 \times 430 = 421 \text{ kN m}^{-2} \quad [\text{ecuación (2.32)}],$$

$$\delta_{1A} = \frac{0.8 \times 421 \times 6}{10^4} = 0.20 \text{ m} \quad [\text{ecuación (2.31)}];$$

y en arcilla B,

$$\Delta\sigma'_B = 0.95 \times 430 = 408.5 \text{ kN m}^{-2},$$

$$\delta_{1B} = \frac{0.6 \times 408.5 \times 10}{10^4} = 0.25 \text{ m}.$$

Por tanto,  $\delta_{\text{total}} = 0.45 \text{ m}$  en el punto 1.

*Punto 2:*  $\Delta\sigma' = 21.5 \times 40 = 860 \text{ kN m}^{-2}$ . Por consiguiente,  $\delta_{\text{total}} = 0.90 \text{ m}$  en el punto 2.

*Punto 3:*  $\Delta\sigma' = 20 \times 40 = 800 \text{ kN m}^{-2}$ . En consecuencia,  $\Delta\sigma'$  en el rastrillo =  $0.98 \times 800 = 784 \text{ kN m}^{-2}$ ,

$$\delta_{\text{c rastrillo}} = \frac{0.6 \times 784.6}{10^4} = 0.24 \text{ m}$$

y  $\Delta\sigma'_B = 0.95 \times 800 = 760 \text{ kN m}^{-2}$ . (Un rastrillo con profundidad de seis metros equilibra seis metros de excavación de arcilla A). Entonces,

$$\delta_B = \frac{0.6 \times 760 \times 10}{10^4} = 0.46 \text{ m}.$$

Por consiguiente,  $\delta_{\text{total}} = 0.68 \text{ m}$  en el punto 3.

*Punto 4:*  $\delta_{\text{total}} = \text{asentamiento del enrocado} + \delta_{(\text{punto 1})}$ .

$$\sigma_{\text{v medio}} = \frac{21.5 \times 20}{2} = 215 \text{ kN m}^{-2}.$$

Por tanto,

$$\varepsilon_v = \sigma_v / E_r = 215 / 20 \times 10^4 = 1.075\% = 0.22 \text{ m}$$

así que  $\delta_{\text{total}} = 0.45 + 0.22 = 0.67 \text{ m}$  en el punto 4.

---

**Referencias**

- Atkinson, J.H., Charles, J.A. and Mhach, H.K. (1990) Examination of erosion resistance of clays in embankment dams. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, **23**, 103-8.
- Berry, P.L. and Reid, D. (1987) *An Introduction to Soil Mechanics*, McGraw-Hill, London.
- Binnie, G.M. (1981) *Early Victorian Water Engineers*, Thomas Telford, London.
- Bishop, A.W. (1955) The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Géotechnique*, **5** (1), 7-17.
- Bishop, A.W. and Bjerrum, L. (1960) The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems, in *Proceedings of the Conference on Shear Strength of Cohesive Soil*, Boulder, CO, American Society of Civil Engineers, New York, pp. 437-501.
- Bishop, A.W. and Morgenstern, N. (1960) Stability coefficient for earth slopes. *Géotechnique*, **10** (4), 129-50.
- Bridle, R.C., Vaughan, P.R. and Jones, H.N. (1985) Empingham Dam—design, construction and performance. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **78**, 247-89.
- BSI (1981) *Code of Practice for Site Investigation*, BS 5930, London.
- Casagrande, A. (1961) Control of seepage through foundations and abutments of dams (1st Rankine Lecture). *Géotechnique*, **11** (3), 161-81.
- Cedergren, H.R. (1973) Seepage control in earth dams, in *Embankment Dam Engineering – Casagrande Volume* (eds R.C. Hirschfeld and S.J. Poulos), Wiley, New York, pp. 21-45.
- Cedergren, H.R. (1977) *Seepage, Drainage and Flownets*, 2nd edn, Wiley, New York.
- Charles, J.A. (1986) The significance or problems and remedial works at British earth dams, in *Proceedings of the Conference on Reservoirs '86*, British National Committee on Large Dams, London, pp. 123-41.
- Charles, J.A. and Soares, M.M. (1984) Stability of compacted rockfill slopes. *Géotechnique*, **34** (3), 61-70.
- Charles, J.A. and Watts, K.S. (1980) The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill. *Géotechnique*, **30** (4), 353-67.
- Charles, J.A. and Watts, K.S. (1987) The measurement and significance of horizontal earth pressures in the puddle clay core of old earth dams. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Part 1*, **82** (February), 123-52.
- Charles, J.A., Abbiss, C.P. Gosschalk, E.M. and Hinks, J.L. (1991) *An Engineering Guide to Seismic Risk to Dams in the United Kingdom*, Report C1/SFB 187 (H16), Building Research Establishment, Garston.
- Coats, D.J. and Rocke, G. (1982) The Kielder headworks. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **72**, 149-76.
- Craig, R.G. (1992) *Soil Mechanics*, 5th edn, Van Nostrand Reinhold, Wokingham.
- De Mello, V.F.B. (1977) Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams (17th Rankine Lecture). *Géotechnique*, **27** (3), 281-354.
- Fell, R., MacGregor, P. and Stapledon, D. (1992) *Geotechnical Engineering of Embankment Dams*, Balkema, Rotterdam.
- Gallacher, D. (1988) Asphaltic central core of the Megget Dam, in *Transactions of the 16th International Congress on Large Dams*, San Francisco, ICOLD, Paris, Q61, R39.
- Gibson, R.E. and Shefford, G.C. (1968) The efficiency of horizontal drainage layers for accelerating consolidation of clay embankments. *Géotechnique*, **18** (3), 327-35.

- Giroud, J.P. (1990) Functions and applications of geosynthetics in dams: *Water Power & Dam Construction*, **42** (6), 16-23.
- Giroud, J.P. (1992) Geosynthetics in dams: two decades of experience. Report. *Geotechnical Fabrics Journal*, **10** (5), 6-9; **10** (6), 22-8.
- Head, K.H. (1980) *Manual of Soil Laboratory Testing*, Vol. 1, Pentech, Plymouth.
- Hinks, J.L. and Charles, J.A. (1992) Engineering guide to seismic risk to dams. *Water Power & Dam Construction*, **4** (3), 46-7.
- Hirschfeld, R.C. and Poulos, S.J. (eds) (1973) *Embankment Dam Engineering-Casagrande Volume*, Wiley, New York.
- ICOLD (1986) *Geotextiles as Filters and Transitions in Fill Dams*, Bulletin 55, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1989) *Selecting Seismic Parameters for Large Dams*, Bulletin 72, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1991) *Watertight Geomembranes for Dams*, Bulletin 78, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1993a) *Embankment Dams – Upstream Slope Protection*, Bulletin 91, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1993b), *Rock Materials for Rockfill Dams*, Bulletin 92, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1993c) *Reinforced Rockfill and Reinforced Fill for Dams*, Bulletin 89, International Commission on Large Dams, Paris.
- Janbu, N. (1973) Slope stability computations, in *Embankment Dam Engineering – Casagrande Volume* (eds R.C. Hirschfeld and S.J. Poulos), Wiley, New York, pp. 447-86.
- Jansen, R.B. (ed.) (1988) *Advanced Dam Engineering*, Van Nostrand Reinhold, New York.
- Jansen, R.B., Kramer, R.W., Lowe, J., Poulos, S.J. (1988) Earthfill dam design and analysis, in *Advanced Dam Engineering* (ed. R.B. Jansen), Van Nostrand Reinhold, New York, pp. 256-320.
- Justo, J.L. (1973) The cracking of earth and rockfill dams, in *Transactions of the 11th International Congress on Large Dams*, Madrid, Vol. 4, ICOLD, Paris, Communication C.11, pp. 921-45.
- Kennard, M.F., Lovenbury, H.T., Chartres, F.R.D. and Hoskins, C.G. (1979) Shear strength specification for clay fills, in *Proceedings of Conference on Clay Fills*, Institution of Civil Engineers, London, pp. 143-47.
- Lawson, J.D. (1987) Protection of rockfill dams and cofferdams against overflow and throughflow – the Australian experience. *Transactions of the Institution of Engineers, Australia, Civil Engineering*, **29** (3), Paper C1659, 10.
- Lee, I.K., White, W. and Ingles, O.G. (1983) *Geotechnical Engineering*, Pitman, Melbourne.
- Leps, T.M. (1988) Rockfill dam design and analysis, in *Advanced Dam Engineering* (ed. R.B. Jansen), Van Nostrand Reinhold, New York, pp. 368-87.
- Lun, P.T.W. (1985) *A Critical Review of Hydraulic Fracturing in Dams*, Technical Report No. 138, CSIRO, Australia.
- Marsal, R.J. (1973) Mechanical properties of rockfill, in *Embankment Dam Engineering – Casagrande Volume* (eds R.C. Hirschfeld and S.J. Poulos), Wiley, New York, pp. 109-200.
- Marsland, A. (1957) The design and construction of earthen floodbanks. *Journal of the Institution of Water Engineers*, **11** (3), 236-58.



- Medeiros, C.H. de A.C. and Moffat, A.I.B. (1995) A laboratory study of hydraulic fracturing using the Rowe consolidation cell, in *Proceedings of the 11th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 3, pp. 3.185-3.190, Danish Geotechnical Society, Copenhagen.
- Millmore, J.P. and McNicol, R. (1983) Geotechnical aspects of Kielder Dam. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 74, 805-36.
- Mitchell, R.J. (1983) *Earth Structures Engineering*, Allen & Unwin, Winchester, MA.
- Morgenstern, N.R. (1963) Stability charts for earth slopes during rapid draw-down, *Géotechnique*, 13 (2), 121-31.
- Morgenstern, N.R. and Price, V.E. (1965) The analysis of the stability of general slip surfaces. *Géotechnique*, 15 (1), 79-93.
- O'Connor, M.J. and Mitchell, R.J. (1977) An extension of the Bishop and Morgenstern slope stability charts. *Canadian Geotechnical Journal*, 14 (1), 144-55.
- Penman, A.D.M. (1986) On the embankment dam (26th Rankine Lecture). *Géotechnique*, 36 (3), 303-48.
- Penman, A.D.M. and Charles, J.A. (1975) *The Quality and Suitability of Rockfill Used in Dam Construction*, Current Paper CP87/75, Building Research Establishment, Garston.
- Pitt, J.D. and Ackers, P. (1982) *Review of Field and Laboratory Tests on Riprap*, Report 94, CIRIA, London.
- Sarma, S.K. (1975) Seismic stability of earth dams and embankments. *Géotechnique*, 25 (4), 743-61.
- Seed, H.B. (1981) Earthquake-resistant design of earth dams, in *Proceedings of Symposium on Geotechnical Problems and Practice of Dam Engineering*, Bangkok, Balke-ma, Rotterdam, pp. 41-60.
- Sherard, J.L. (1973) Embankment dam cracking, in *Embankment Dam Engineering – Casagrande Volume* (eds R.C. Hirschfeld and S.J. Poulos), Wiley, New York, pp. 271-353.
- Sherard, J.L. (1985) Hydraulic fracturing in embankment dams, in *Seepage and Leakage from Dams and Impoundments* (eds R.L. Volpe and W.E. Kelly), American Society of Civil Engineers, New York, pp. 115-41.
- Sherard, J.L. and Dunnigan, L.P. (1985) Filters and leakage control in embankment dams, in *Seepage and leakage from Dams and Impoundments* (eds R.L. Volpe and W.E. Kelly), American Society of Civil Engineers, New York, pp. 1-30.
- Sherard, J.L., Woodward, R.J., Gizienski, S.F. and Clevenger, W.A. (1963) *Earth and Earth-Rock Dams-Engineering Problems of Design and Construction*, Wiley, New York.
- Telling, R.M., Menzies, B.K. and Simons, N.E. (1978) Cut-off efficiency, performance and design. *Ground Engineering*, 11 (1), 30-43.
- Thomas, H.H. (1976) *The Engineering of Large Dams*, 2 Vols, Wiley, Chichester.
- Thompson, D.M. and Shuttler, R.M. (1976) *Design of Riprap Slope Protection Against Wind Waves*, Report 61, CIRIA, London.
- USBR (1987) *Design of Small Dams*, 3rd edn, US Government Printing Office, Denver, CO.
- Vaughan, P.R. and Soares, H.F. (1982) Design of filters for clay cores of dams. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 108 (6T, 1), 17-31.
- Vaughan, P.R., Kluth, D.J., Leonard, M.W. and Pradoura, H.H.M. (1970) Cracking and erosion of the rolled clay core of Balderhead Dam and the remedial works adopted

- for its repair, in *Transactions of the 10th International Congress on Large Dams*, Montreal, Vol. 1, ICOLD, Paris, Q36, R5.
- Volpe, R.L. and Kelly, W.E. (eds) (1985) *Seepage and Leakage from Dams and Impoundments*. Proceedings of Symposium, Denver, CO, American Society of Civil Engineers, New York.**
- Wilson, A.C. and Evans, J.D. (1990) The use of low grade rockfill at Roadford dam, in *Proceedings of Conference on the Embankment Dam*, British Dam Society, London.**
- Wilson, S.D. and Marsal, R.J. (1979) *Current Trends in Design and Construction of Embankment Dams*, American Society of Civil Engineers, New York.**

# 3 Ingeniería de presas de concreto

## 3.1 Cargas actuantes: conceptos y criterios

### 3.1.1 CARGAS

Las principales cargas que operan sobre presas se identificaron en la sección 1.7.2 y se ilustraron en forma esquemática en la figura 1.8. El propósito de esta sección es definir la magnitud y forma de aplicación de las cargas principales en el análisis de presas de concreto. Cuando sea apropiado, el carácter de ciertas cargas se analiza con mayor profundidad.

Este capítulo supone la comprensión de los principios fundamentales de hidrostática y la teoría estructural. Las ecuaciones para cuantificar las cargas y definir la respuesta estructural se introducen sin derivaciones o demostraciones detalladas; para esto se recomiendan textos de pregrado apropiados, como Featherstone y Nalluri (1995) Case y Chilver (1971).

La sección transversal de una presa de gravedad de concreto se ilustra en la figura 3.1; el plano base X-X yace a una profundidad  $z_1$  por debajo del nivel del agua del embalse. Las expresiones descritas en los párrafos siguientes definen las presiones y fuerzas resultantes sobre la sección por encima de X-X y todos los planos horizontales similares a través de la presa. Por conveniencia en el análisis, las cargas se expresan por metro de longitud de presa, es decir, se determinan para una sección transversal bidimensional con ancho unitario paralelo al eje de la presa. De manera similar es conveniente tener en cuenta algunas cargas utilizando sus componentes horizontales y verticales, identificadas mediante los subíndices asignados,  $P_h$  y  $P_v$  respectivamente.

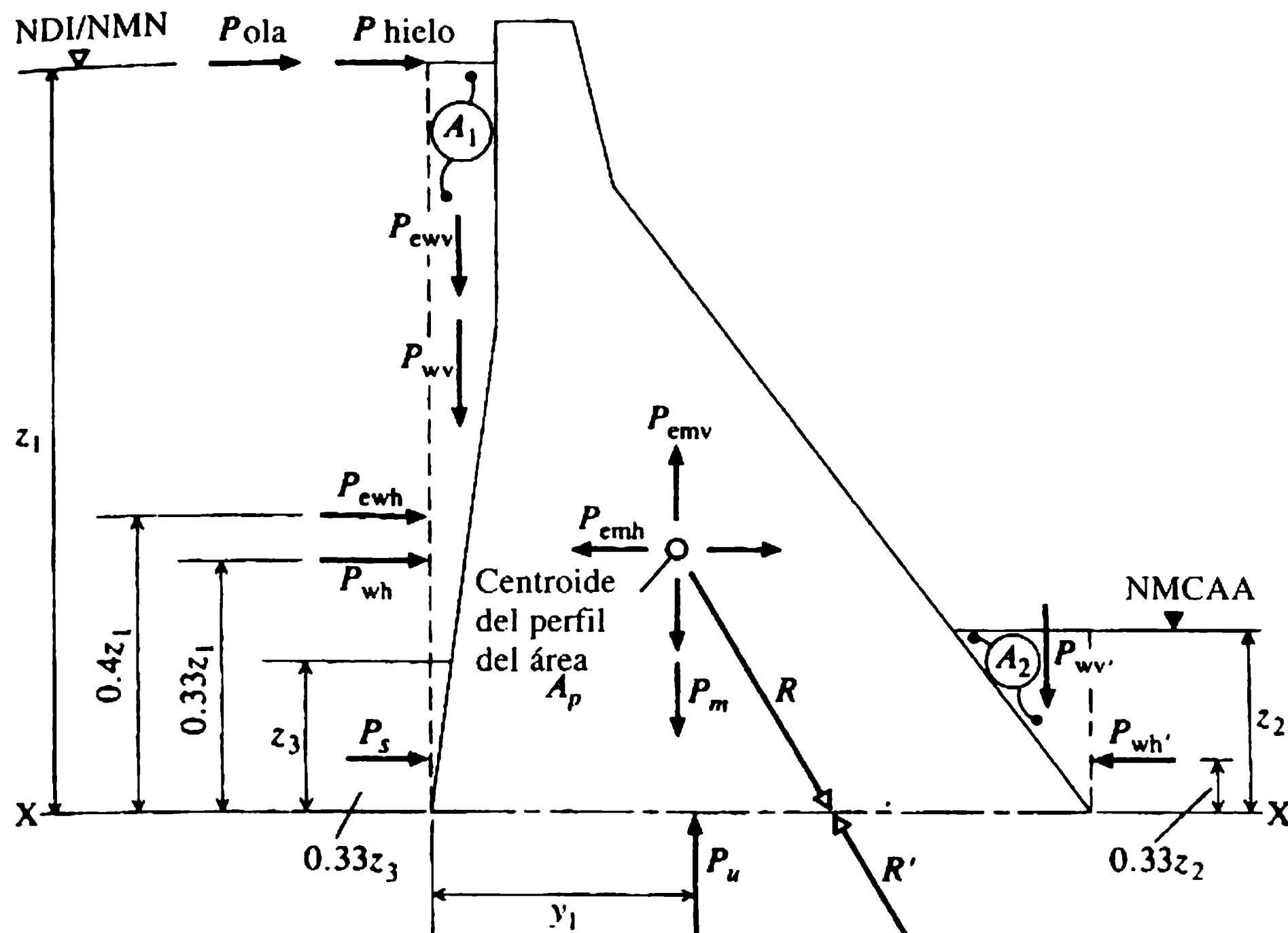
#### a. Cargas primarias

##### *Carga del agua*

La presión hidrostática externa,  $P_w$ , a una profundidad  $z_1$  se expresa como:

$$P_w = \gamma_w z_1 \quad (3.1)$$

donde  $\gamma_w$  es el peso específico del agua,  $9.81 \text{ kN m}^{-3}$  ( $\gamma = \rho g$ ; el símbolo de  $\gamma$  se adopta para el peso específico a fin de que sea consistente con el uso general en



**Figura 3.1** Diagrama de carga sobre una presa de gravedad. NDI (DFL, en inglés): nivel de diseño de inundación; NMN (NML, en inglés): nivel máximo normal, es decir, nivel de retención máxima del vertedero; NMCAA (TWL en inglés): nivel máximo del cauce aguas abajo. v.p. 20.

mecánica de suelos y dado que se empleó en el capítulo 2, mientras que  $\rho g$  se utiliza en los capítulos siguientes de conformidad con el uso en mecánica de fluidos).

La fuerza horizontal,  $P_{wh}$ , se determina como:

$$P_{wh} = \gamma_w z_1^2 / 2 \quad (\text{kN m}^{-1}) \quad (3.2)$$

y actúa a una altura  $z_1/3$  por encima del plano X-X.

También se debe tener en cuenta una fuerza vertical  $P_{wv}$  si el paramento de aguas arriba tiene inclinación o es abocinado, como en el perfil de la figura 3.1,

$$P_{wv} = \gamma_w (\text{área } A_1) \quad (\text{kN m}^{-1}) \quad (3.3)$$

y actúa a través del centroide  $A_1$ .

La presión debida a cualquier nivel permanente del cauce aguas abajo por encima del plano, considerado de manera similar originará las fuerzas resultantes correspondientes  $P'_{wh}$  y  $P'_{wv}$  y que operan por encima del pie, como se ilustra en la figura:

$$P'_{wh} = \gamma_w z_2^2 / 2 \quad (3.2a)$$

con:

$$P'_{wv} = \gamma_w (\text{área } A_2). \quad (3.3a)$$

Con frecuencia se toma el peso específico  $\gamma_w = 10 \text{ kN m}^{-3}$  por conveniencia en el análisis. En unos pocos casos, por ejemplo, en las presas de desviación de inundaciones, se han utilizado concentraciones excepcionales de sedimento en suspensión después de eventos de inundaciones extremas para justificar un incremento marginal adicional en  $\gamma_w$ .

### *Carga del peso propio*

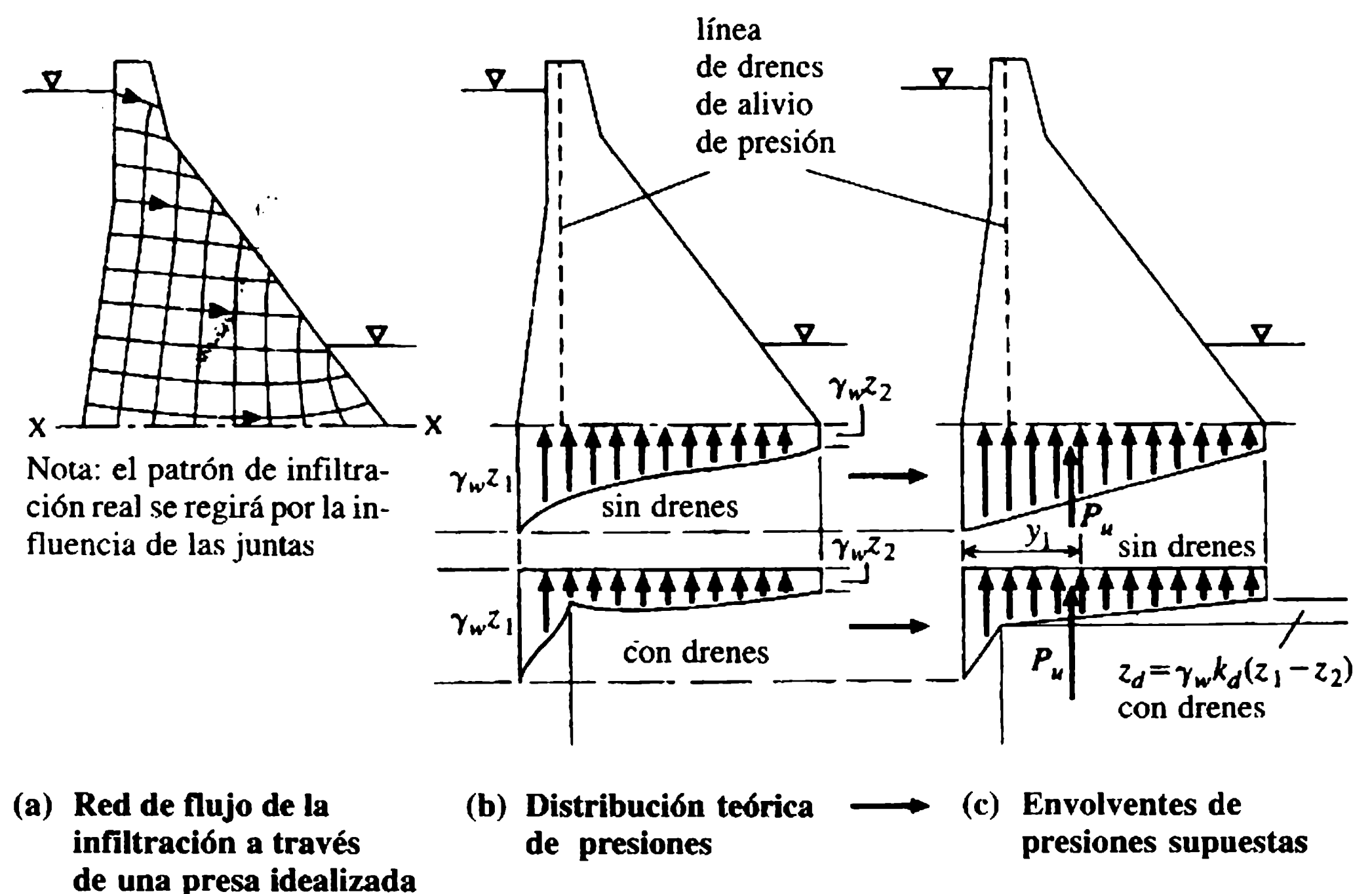
El peso propio de la estructura se toma en cuenta en términos de su resultante,  $P_m$ , la cual se considera que actúa a través del centroide del área transversal  $A_p$  del perfil de la presa:

$$P_m = \gamma_c A_p \quad (\text{kN m}^{-1}) \quad (3.4)$$

$\gamma_c$  es el peso específico del concreto, que se puede suponer como  $23.5 \text{ kN m}^{-3}$  a menos que se tengan datos específicos de ensayos de laboratorio o de muestras de núcleo. Si existen las compuertas de cresta, otras estructuras auxiliares o equipos con peso importante también se deben tener en cuenta para determinar  $P_m$  y la posición de su línea de acción.

### *Infiltración y carga de empuje*

Las presiones intersticiales de agua,  $u_w$ , se originan dentro de una presa de concreto y su cimentación como resultado de la penetración preferencial del agua en discontinuidades, como planos de las uniones, grietas y fisuras finas, y también por infiltración dentro de la estructura de poros de la roca y el concreto. Las presiones son



**Figura 3.2** Empuje interno y envolventes de presiones.

claramente análogas a las presiones de poros en mecánica de suelos (capítulo 2), y el símbolo  $u_w$  se utiliza en este capítulo por consistencia.

La distribución teórica de presiones dentro del conjunto presa y su cimentación 'ideal', es decir homogéneo e intacto, se puede establecer a partir de la red de flujo como la de los ejemplos esbozados en la figura 3.2(a). Se da una distribución de presión curvilínea a través del plano horizontal, como se indica en la figura 3.2(b). En la práctica, las distribuciones de presiones están regidas por la naturaleza y frecuencia de las discontinuidades presentes y son localmente indeterminadas. Por tanto, es habitual que se suponga una envolvente de distribuciones de presiones lineal o bilineal, si se instalan drenes de alivio. Se supone que las presiones disminuyen desde el valor hidrostático externo  $\gamma_w z_1$  en el paramento aguas arriba hasta la presión del cauce aguas abajo o hasta cero, de ser conveniente. Las envolventes de presiones lineales supuestas se muestran en el esquema de la figura 3.2(c).

La carga de empuje,  $P_u$ , se representa por las componentes verticales efectivas resultantes de la presión de agua intersticial  $u_w$ . Se denomina empuje interno si se determina con respecto a un plano horizontal a través de la presa. Cuando se determina para un plano externo, puede identificarse como empuje de la base si ocurre en la interfaz presa-roca, o como empuje de la cimentación si se ejerce dentro de los horizontes de roca subyacentes.  $P_u$  es una función de la presión media ( $u_{w \text{ media}}$ ) a través de un plano y del área efectiva del plano, que se define como la proporción relativa del área plana horizontal  $A_h$ , sobre la cual opera la presión intersticial, teniendo en cuenta el esqueleto mineral 'sólido', es decir, el área efectiva  $A'_h = \eta A_h$ , donde  $\eta$  es el coeficiente de reducción del área, de manera que:

$$P_u = \eta A_h (u_{w \text{ media}}) \quad (\text{kN m}^{-1}). \quad (3.5)$$

Si no se proporcionan drenes de alivio o si cesan de funcionar debido a la acción disolvente del agua y al taponamiento, entonces:

$$P_u = \eta A_h \gamma_w \frac{z_1 + z_2}{2}. \quad (3.6)$$

Estudios de laboratorio con concretos pobres, usuales en la construcción de presas, indican que  $\eta$  es un parámetro complejo y variable, y que su valor puede aproximarse a la unidad (Leliavsky, 1958; Butler, 1981). Teniendo en cuenta lo anterior, y para controlar las presiones intersticiales ejercidas por factores locales que son bastante indeterminados, es prudente especificar que  $\eta = 1.00$  para todos los propósitos analíticos. Nótese que  $P_u$  es entonces comparable en magnitud e importancia con la carga del agua,  $P_{wh}$ .

El área plana nominal en el perfil bidimensional de la figura 3.1 respecto al plano X-X, se define por el espesor de la sección,  $T$ , es decir,  $A_h = T$ . Suponiendo  $\eta = 1.00$  y que los drenes no alivian las presiones, la ecuación (3.6) se convierte entonces en:

$$P_u = \eta T \gamma_w \frac{z_1 + z_2}{2} \quad (3.7)$$

y  $P_u$  actúa en el centroide del diagrama de distribución de presiones a una distancia  $y_1$  del talón, y:



$$y_1 = \frac{T}{3} \frac{2z_2 + z_1}{z_2 + z_1} \quad (\text{m}). \quad (3.8)$$

En las presas modernas, el empuje interno se controla mediante drenes de alivio verticales cerca del paramento aguas arriba. Los drenes formados ascienden por toda la altura de la presa desde una galería de inspección localizada tan bajo como sea práctico respecto al nivel del cauce aguas abajo.

La cabeza efectiva promedio en la línea de drenes,  $z_d$ , puede expresarse como:

$$z_d = z_2 + k_d (z_1 - z_2) \quad (\text{m}). \quad (3.9)$$

El coeficiente empírico  $k_d$  es una función de la geometría del dren de alivio, es decir su diámetro, su espaciamiento y su localización respecto del paramento aguas arriba. Comúnmente para el análisis de un sistema de drenaje eficiente se supone que  $k_d = 0.33$  (Moffat, 1976; USBR, 1976). La geometría del dren de alivio y su eficiencia se tratan con más detalle en la sección 3.5.3. Los drenes modernos tienen en general 200 mm de diámetro y 3.0 m de distancia entre sus centros.

El empuje en la base de la cimentación se controla mediante un sistema similar de drenes de alivio perforados desde la galería de inspección dentro de la roca subyacente. Una cortina de inyección profunda por debajo del paramento aguas arriba (sección 3.5.2), que se toma como medida de previsión estándar para limitar la infiltración, sirve también para inhibir las presiones dentro de la cimentación. Su efectividad en este último caso es mucho menor que con un sistema de drenes eficiente y su influencia sobre la presión por lo general no se tiene en cuenta.

## b. Cargas secundarias

### *Carga de sedimentación*

La acumulación gradual de depósitos importantes de sedimentos finos, principalmente limos, contra los paramentos de la presa generan una fuerza resultante horizontal,  $P_s$ . La magnitud de  $P_s$ , que es adicional a la carga del agua  $P_{wh}$ , es una función de la profundidad del sedimento,  $z_3$ , el peso específico sumergido  $\gamma'_s$  y el coeficiente de presión lateral activo,  $K_a$ , es decir:

$$P_s = K_a \gamma'_s z_3^2 / 2 \quad (\text{kN m}^{-1}) \quad (3.10)$$

y actúa a  $z_3/3$  por encima del plano X-X. ( $\gamma'_s = \gamma_s - \gamma_w$ , donde  $\gamma_s$  es el peso específico saturado del sedimento, y

$$K_a \approx \frac{1 - \tan \phi_s}{1 + \tan \phi_s}$$

donde  $\phi_s$  es el ángulo de resistencia al corte del sedimento).

Por lo común, los valores de  $\gamma_s = 18 - 20 \text{ kN m}^{-2}$  y  $\phi_s = 30^\circ$  son representativos, lo que genera un peso específico del fluido equivalente, es decir  $K_a \gamma'_s$ , aproximadamente igual a  $3.0 \text{ kN m}^{-3}$ . La profundidad acumulada  $z_3$  es una función compleja

dependiente del tiempo de la concentración del sedimento en suspensión, de las características del embalse, del hidrograma del río y otros factores (sección 4.5). No es posible hacer predicciones precisas debido a las grandes incertidumbres. Sin embargo, la carga del sedimento rara vez es importante en el diseño de presas con excepción de las de control de inundaciones más pequeñas y que, por tanto, generalmente no se consideran.

### *Carga hidrodinámica del oleaje*

El empuje hidrodinámico transitorio generado por la acción de las olas contra el paramento de la presa,  $P_{ola}$ , se considera sólo en casos excepcionales. Es de poca magnitud y, por su naturaleza, aleatorio y de influencia local. Se puede considerar un sobreborde empírico debido a la carga del oleaje ajustando el nivel estático del embalse utilizado para determinar  $P_{wh}$ . Cuando se necesita un valor específico para  $P_{ola}$ , una estimación conservadora de la carga hidrostática adicional en el nivel de la superficie del embalse está dado por:

$$P_{ola} = 2\gamma_w H_s^2 \quad (3.11)$$

( $H_s$  es la altura significativa de la ola, y se refleja con una amplitud doble sobre el paramento vertical que golpea. La generación de las olas en los embalses se analiza en la sección 4.4).

### *Carga del hielo*

La carga del hielo debe tenerse en cuenta en circunstancias donde se forman capas de hielo con un espesor considerable y que persisten por periodos prolongados. En tales situaciones, las presiones del hielo pueden generar un empuje horizontal significativo cerca del nivel de la cresta. Las presiones ejercidas sobre una presa son una función compleja del espesor del hielo, la escala y la tasa de aumento de temperatura que produce expansión y el grado de fijación en el perímetro de la capa de hielo.

Una medida inicial aceptable de la carga del hielo,  $P_{hielo}$ , de ser necesario, es  $P_{hielo} = 145 \text{ kN m}^{-2}$  para espesores de hielo de más de 0.6 m (USBR, 1976). Cuando es probable que el espesor del hielo no exceda de 0.4 m y/o la fijación sea pequeña, como en un paramento inclinado, la carga del hielo puede ignorarse.

En circunstancias poco frecuentes en las que la carga de hielo se considere crítica, las presiones esperadas pueden estimarse a partir de los diagramas presentados en USBR (1976, 1987).

### *Efectos térmicos y de interacción presa-cimentación*

El enfriamiento de vaciados grandes de masas de concreto posterior a la hidratación exotérmica del cemento y las variaciones subsiguientes en las temperaturas del ambiente y del agua se combinan para producir gradientes de temperaturas complejos y dependientes del tiempo dentro de una presa. Se desarrollan interacciones igualmente complejas como resultado de la deformación de la cimentación o por la transferencia de cargas entre bloques adyacentes de la presa. La predicción de tales formas

de respuesta interactiva de cargas no es competencia de este texto. En algunas de las presas más grandes, las cargas secundarias pueden tener órdenes de magnitud comparables a las cargas primarias. Su influencia en la deformación y esfuerzos en tales casos es importante y se analiza en USBR (1976).

### c. Cargas excepcionales

#### *Cargas sísmicas*

Las cargas dinámicas generadas por las perturbaciones sísmicas deben considerarse en el diseño de las presas de concreto localizadas en regiones con reconocido 'alto riesgo' sísmico. La posibilidad de actividad sísmica también debe considerarse en presas localizadas fuera de estas regiones, en particular cuando estén situadas en las proximidades de complejos de fallas geológicas potencialmente activas.

Como con las presas de relleno más grandes, los sitios para las mayores presas de concreto normalmente se someten a una valoración sismológica. La evaluación de la sismicidad se efectúa mediante una revisión especializada de la geología regional y local junto con evidencias históricas. Si se confirma el riesgo de actividad sísmica, las estimaciones de intensidades máximas probables proporcionan las bases para seleccionar los parámetros del diseño sísmico. En el caso de presas de concreto más pequeñas, o presas en sitios de 'bajo riesgo', por lo general es suficiente especificar un nivel nominal de perturbación para propósitos de diseño. Los riesgos sísmicos de las presas en el Reino Unido se revisan en Charles *et al.* (1991).

La actividad sísmica está asociada con patrones de oscilación de aceleraciones y movimientos de tierra complejos, que generan fuerzas transitorias debido a la inercia de la presa y del cuerpo de agua que retienen. Las aceleraciones horizontales y verticales no son iguales, las primeras son de mayor intensidad. Para el diseño debe considerarse que ambas operan en el sentido menos favorable a la estabilidad de la presa. Por tanto, se supone que las aceleraciones horizontales operan en dirección normal al eje de la presa. En condiciones de embalse lleno, las cargas sísmicas más adversas ocurrirán cuando la onda sísmica esté asociada con:

1. una aceleración horizontal de la cimentación que opere aguas arriba; y
2. una aceleración vertical de la cimentación que opere aguas abajo.

Como resultado de 1, los efectos de la inercia generarán una carga hidrodinámica adicional del agua que actúa aguas abajo, y una carga de inercia atribuible a la masa de la presa y que también actúa en el sentido aguas abajo. La aceleración de la cimentación aguas abajo, segunda condición, reducirá en efecto la masa y, por tanto, la estabilidad de la estructura. Se estima que las ondas de choque sísmicas recurrentes más importantes tienen una frecuencia en el intervalo 1-10 Hz. En consecuencia, las cargas sísmicas oscilan con mucha rapidez y su efecto es transitorio.

Las presas de concreto son estructuras elásticas y están proyectadas para que así lo sean en el nivel de aceleración sísmica de diseño. También deben diseñarse para resistir y controlar apropiadamente el sismo máximo (O'Neill, 1988) sin romperse. Debe investigarse la posibilidad de resonancia estructural en las presas más altas,

aunque, en la práctica, el riesgo de una resonancia seria se reduce de manera considerable debido a los efectos de amortiguamiento. Los movimientos sísmicos del terreno para todos los eventos son irregulares en su magnitud, periodicidad y dirección. Por consiguiente, es poco probable que experimenten resonancia en duraciones mayores a unos pocos segundos.

La frecuencia natural de vibración,  $f_n$ , para una presa de gravedad triangular de altura  $H$  (m) y espesor de la base  $T$  (m) construida en concreto con un módulo de elasticidad efectivo, o de campo,  $E_{ef} \approx 14 \text{ GN m}^{-2}$  puede aproximarse como:

$$f_n \approx 600 T/H^2 \quad (\text{Hz}). \quad (3.12)$$

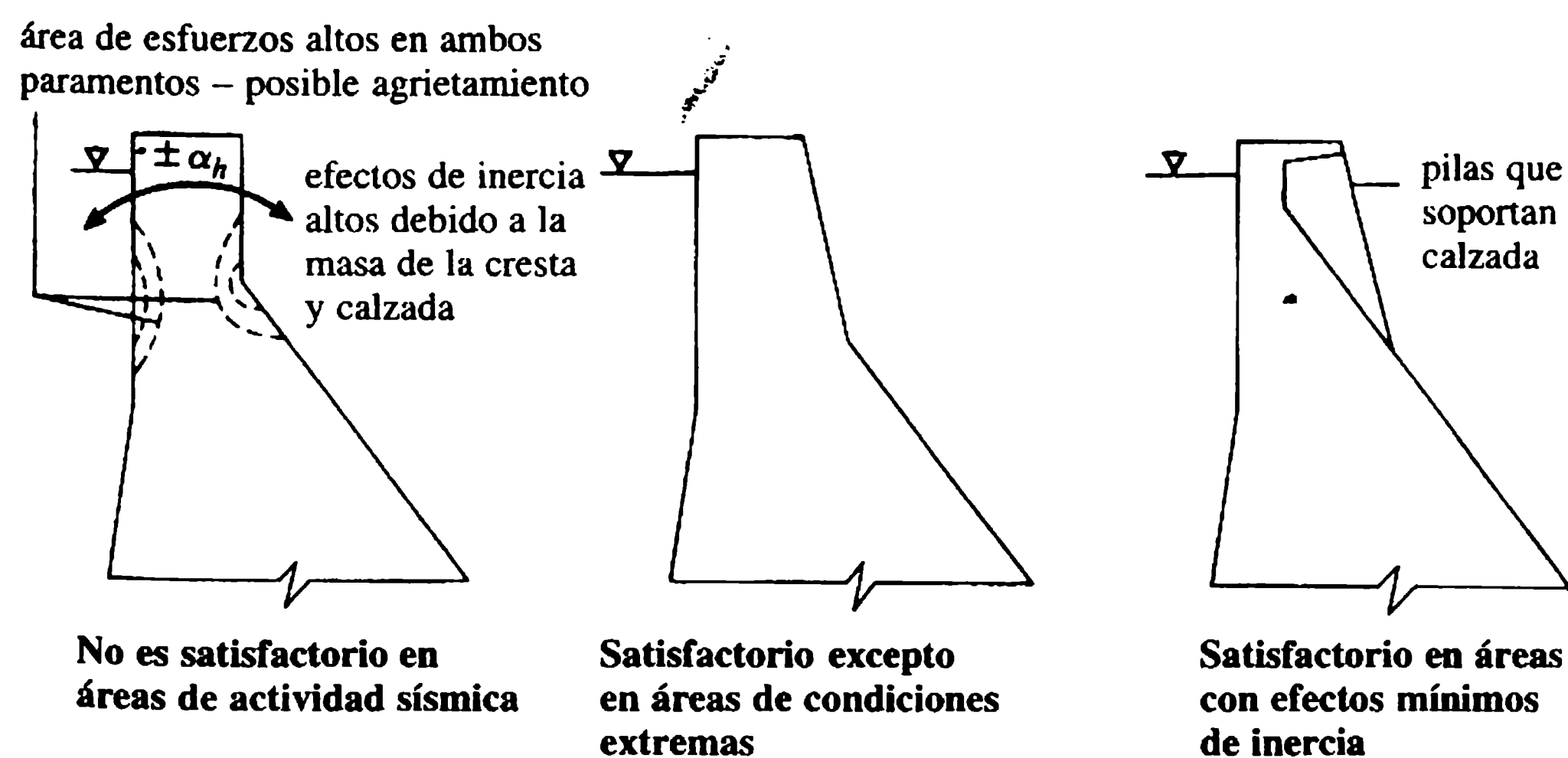
Una relación aproximada alternativa es:

$$f_n \approx E_{ef}^{1/2}/0.012H \quad (\text{Hz}). \quad (3.13)$$

La investigación sobre las ecuaciones (3.12) y (3.13) indica que es poco probable que ocurra resonancia, excepto en presas grandes. Por ejemplo, las frecuencias naturales de vibración de presas de gravedad monolíticas con alturas nominales de 20 m y 50 m son del orden de 15-25 Hz y 6-9 Hz, respectivamente (las frecuencias de los choques sísmicos mayores son de 1-10 Hz).

Aunque la resonancia de la totalidad de una presa es poco probable, porciones vulnerables de ella pueden estar en riesgo debido a los efectos de la inercia. Se pueden generar esfuerzos locales altos por discontinuidades abruptas del perfil, como un cambio del talud aguas abajo para acomodar el ancho de la carretera en la cresta. Se requieren estudios detallados para minimizar el riesgo de sobreesfuerzos locales y agrietamientos, como se ilustra en la figura 3.3. Precauciones similares son necesarias en el diseño de estructuras potencialmente vulnerables en la cresta, como compuertas o torres de válvulas.

Las cargas sísmicas pueden aproximarse utilizando el enfoque simplista del análisis seudoestático o de coeficientes sísmicos. Las fuerzas de inercia se calculan en función de la aceleración máxima seleccionada para el diseño y se consideran como



**Figura 3.3** Efectos de sismicidad y perfiles de la cresta.

equivalentes a las cargas estáticas adicionales. Este enfoque, que algunas veces se denomina como el método de la carga estática equivalente, es generalmente conservador. En la actualidad se aplica sólo en presas de concreto más pequeñas y menos vulnerables, o en análisis preliminares. En presas altas, o en situaciones donde la sismicidad se considera crítica, se requieren procedimientos más sofisticados. En estas circunstancias, la evaluación sismológica del sitio de la presa continúa con un análisis completo de respuesta dinámica.

*Análisis pseudoestático*

La intensidad de un sismo se expresa por los coeficientes de aceleración  $\alpha_h$  (horizontal) y  $\alpha_v$  (vertical); cada uno representa la razón entre las aceleraciones sísmicas pico en el terreno con la aceleración de la gravedad,  $g$ . Para el análisis inicial, es común suponer que  $\alpha_h = (1.5 - 2.0) \alpha_v$ . Los coeficientes sísmicos representativos,  $\alpha_h$ , utilizados en el diseño, se presentan en la tabla 3.1, al igual que las intensidades de los sismos correspondientes en la escala modificada de Mercalli y en una escala de daños cualitativa junto con las designaciones de las zonas sísmicas equivalentes en Estados Unidos.

Valores de los coeficientes sísmicos mayores que los tabulados son apropiados para circunstancias más extremas, por ejemplo,  $\alpha_h = 0.4$  se ha empleado en sitios de alto riesgo en el Japón. Las aceleraciones del terreno equivalentes a  $\alpha_h = 0.5$  averiaron severamente la presa de gravedad de Koyna, India, en 1967. Se estimó que la actividad sísmica que averió de manera similar la presa de arco de Pacoima, EE. UU., en 1971 equivalía a un coeficiente sísmico horizontal a nivel de la base de  $\alpha_h = 0.6 - 0.8$  (Swanson y Sharma, 1979).

Las cargas de inercia e hidrodinámica se determinan a partir de los coeficientes sísmicos como se presenta a continuación.

*Cargas de inercia: masa de la presa*

La fuerza horizontal es:

$$P_{emh} = \pm \alpha_h P_m \tag{3.14a}$$

y la fuerza vertical es:

$$P_{emv} = \pm \alpha_v P_m \tag{3.14b}$$

**Tabla 3.1** Coeficientes de aceleración sísmica

| Coeficiente<br>$\alpha_h$ | Escala modificada<br>de Mercalli | Nivel de daño<br>general | Zona sísmica<br>EE.UU. |
|---------------------------|----------------------------------|--------------------------|------------------------|
| 0.0                       | —                                | Nulo                     | 0                      |
| 0.05                      | VI                               | Menor                    | 1                      |
| 0.10                      | VII                              | Moderado                 | 2                      |
| 0.15                      | } c. VIII-IX                     | Mayor                    | 3                      |
| 0.20                      |                                  | Grande                   | 4                      |



Como con el peso propio,  $P_m$ , se considera que las fuerzas de inercia operan a través del centroide de la sección de la presa. Nótese un cambio en la dirección de las fuerzas; aquí el signo positivo denota las fuerzas de la inercia que operan en el sentido aguas abajo y/o aguas arriba, como se indica en la figura 3.1 y 3.4.

### *Fuerzas hidrodinámicas: reacción del agua*

Una estimación inicial de estas fuerzas puede obtenerse mediante una aproximación parabólica a la distribución de presión teórica analizada en Westergaard (1933).

Respecto a cualquier elevación a una profundidad  $z_1$  por debajo de la superficie del agua, la presión hidrodinámica  $p_{ewh}$  se determina por:

$$p_{ewh} = C_e \alpha_h \gamma_w z_{m\acute{a}x} \quad (\text{kN m}^{-2}) \quad (3.15)$$

En esta expresión  $z_{m\acute{a}x}$  es la profundidad máxima del agua en la sección considerada.  $C_e$  es un factor de presión adimensional, y es función de  $z_1/z_{m\acute{a}x}$  y  $\phi_u$ , el ángulo de inclinación del paramento aguas arriba con la vertical. Valores guías de  $C_e$  se indican en la tabla 3.2.

La carga hidrodinámica resultante está dada por:

$$P_{ewh} = 0.66 C_e \alpha_h z_1 \gamma_w (z_1 z_{m\acute{a}x})^{1/2} \quad (3.16)$$

y actúa a una elevación  $0.40z_1$  por encima de X–X. Como una aproximación gruesa inicial, la carga hidrodinámica,  $P_{ewh}$ , se toma algunas veces como 50% del incremento de la carga de la inercia  $P_{emh}$ .

La carga hidrodinámica vertical resultante,  $P_{ewv}$ , que actúa por encima del talud o abocinado del paramento aguas arriba puede tenerse en cuenta aplicando un coeficiente sísmico apropiado a la carga vertical del agua,  $P_{wv}$ . Se considera que actúa a través del centroide del área  $A_1$ , de manera que:

$$P_{ewv} = \pm \alpha_v P_{wv} \quad (3.17)$$

Por lo general, se supone que la carga de empuje no es alterada por la onda sísmica, dada la naturaleza transitoria y oscilatoria de esta última.

**Tabla 3.2** Factores de presión sísmica,  $C_e$

| Razón $z_1/z_{m\acute{a}x}$ | Factor de presión, $C_e$ |                     |
|-----------------------------|--------------------------|---------------------|
|                             | $\phi_u = 0^\circ$       | $\phi_u = 15^\circ$ |
| 0.2                         | 0.35                     | 0.29                |
| 0.4                         | 0.53                     | 0.45                |
| 0.6                         | 0.64                     | 0.55                |
| 0.8                         | 0.71                     | 0.61                |
| 1.0 /                       | 0.73                     | 0.63                |

$\phi_u$  es el ángulo del talud aguas arriba con la vertical



### *Análisis de respuesta dinámica*

Las simplificaciones inherentes en el análisis de coeficientes sísmicos son considerables. No se contemplan los problemas complejos de la interacción presa-cimentación y presa-embalse, y se ignora la respuesta de la presa misma. Estas interacciones son de gran importancia, ya que colectivamente modifican las propiedades dinámicas de la presa y, en consecuencia, pueden afectar de forma significativa su respuesta a las cargas. Son tenidas en cuenta en el análisis de respuesta dinámica, donde los efectos acoplados del sistema presa-cimentación-embalse se examinan mediante el procedimiento de análisis de subestructuras.

En este enfoque, la presa se idealiza como un sistema de elementos finitos bidimensional, ya sea con deformación plana o con esfuerzo plano, y el embalse se considera continuo. La zona de la cimentación generalmente se idealiza como un sistema de elementos finitos equivalente a un semi-espacio viscoelástico. Las complejidades de dicho enfoque están fuera del alcance de este texto. El análisis de respuesta dinámica se aborda con algún detalle en Chopra (1988).

#### 3.1.2 COMBINACIONES DE CARGAS

Una presa de concreto debe diseñarse considerando los agrupamientos o combinaciones de cargas adversos más rigurosos que tengan probabilidad razonable de ocurrencia simultánea. Las combinaciones que incluyan cargas transitorias con probabilidad remota y, por tanto, con una posibilidad insignificante de falla en operación, no se consideran como válidas para el diseño. Tales combinaciones pueden investigarse posteriormente cuando se esté verificando el diseño de las presas más importantes, pero, en general se ignoran en el análisis de estructuras menores.

Las cargas analizadas en la sección precedente tienen envolventes diferentes pero operan en forma individual en términos de la probabilidad de ocurrencia, intensidad y duración. La carga máxima individual que razonablemente puede preverse que actúe en conjunto en condiciones de servicio puede agruparse en una secuencia estructurada de combinaciones de cargas definidas para propósitos de diseño. En tal secuencia, la probabilidad de ocurrencia asociada con las combinaciones de cargas designadas disminuye a medida que se aumenta de modo progresivo su severidad.

Para casi todas las circunstancias son suficientes tres combinaciones de cargas propuestas. En orden ascendente de severidad se pueden designar como combinaciones de cargas normales, inusuales y extremas, denominadas CFN, CFI y CFE (NLC, ULC y ELC en inglés) (USBR, 1976, 1987; Kennard, Owens y Reader, 1996). En la tabla 3.3 se presenta un resumen de las combinaciones de cargas propuestas, producto de prácticas representativas de Estados Unidos y el Reino Unido.

Al estudiar la tabla 3.3 se observará que un elemento de flexibilidad necesario se asegura por las disposiciones de la nota 3(b). Las combinaciones de cargas propuestas, como se definen en la tabla, no son aplicables en términos universales. En el diseñador recae la obligación de ejercer la discreción para definir las combinaciones

**Tabla 3.3** Combinaciones de cargas (USBR, 1976, 1987; Kennard, Owens y Reader, 1996)

| <i>Fuente<br/>de fuerza</i>         | <i>Calificación<sup>a</sup></i> | <i>Combinación de cargas</i> |                        |                        |
|-------------------------------------|---------------------------------|------------------------------|------------------------|------------------------|
|                                     |                                 | <i>Normal<br/>CFN</i>        | <i>Inusual<br/>CFI</i> | <i>Extrema<br/>CFE</i> |
| <i>Primaria</i>                     |                                 |                              |                        |                        |
| Agua                                | a NDI                           |                              | ✓                      |                        |
|                                     | a NMN                           | ✓                            |                        | ✓                      |
| Cauce aguas abajo                   | a NMCAA                         | ✓                            |                        | ✓                      |
|                                     | Mínimo                          |                              | ✓                      |                        |
| Peso propio                         | —                               | ✓                            | ✓                      | ✓                      |
| Empuje                              | Drenes en funcionamiento        | ✓                            | ✓                      |                        |
|                                     | Drenes inoperantes              |                              | — <sup>b</sup>         | ✓                      |
| <i>Secundaria (si es aplicable)</i> |                                 |                              |                        |                        |
| Sedimento                           | —                               | ✓                            | ✓                      | ✓                      |
| Hielo                               | A discreción                    | ✓                            | ✓                      | ✓                      |
| Concreto                            | Normal mínimo                   | ✓                            |                        | ✓                      |
| Temperatura                         | Mínimo en el evento             |                              | ✓                      |                        |
| <i>Excepcional</i>                  |                                 |                              |                        |                        |
| Sismo                               | SMC                             |                              |                        | ✓                      |

Estudios e investigaciones pueden ser apropiados para las combinaciones de cargas propuestas con respecto a la estabilidad de la cimentación y/o cualquier otra combinación de cargas que se considere apropiada para analizar en la presa en revisión.

<sup>a</sup> NDI (DFL en inglés) = nivel de diseño de inundación; NMN (NML en inglés) = nivel máximo normal, es decir, nivel máximo de retención del vertedero (o compuerta); NMCAA (TWL en inglés) = nivel máximo de cauce aguas abajo; SMC (CME en inglés) = sismo máximo de control.

<sup>b</sup> CFI debe también investigarse para condiciones de “drenes inoperantes”.

de carga que reflejen apropiadamente las circunstancias de la presa en consideración, como las características de las inundaciones anticipadas, regímenes de temperatura, reglas de operación, etcétera.

### 3.1.3 FUERZAS, MOMENTOS Y EQUILIBRIO ESTRUCTURAL

Las fuerzas de reacción desarrolladas en la cimentación y/o estribos y la respuesta de la presa a las cargas aplicadas deben tenerse en cuenta para satisfacer las condiciones de equilibrio estático. La combinación de las cargas estáticas verticales y horizontales aplicadas es igual a la fuerza resultante inclinada,  $R$  (figura 3.1), la cual es balanceada por una fuerza resultante de reacción equivalente y opuesta  $R'$ , producto de las reacciones verticales y horizontales de la cimentación. Las condiciones esenciales al equilibrio estructural y a su estabilidad pueden, por consiguiente, resumirse como:

$$\Sigma H = \Sigma V = 0 \quad (3.18a)$$

y

$$\Sigma M = 0 \quad (3.18b)$$

En las ecuaciones (3.18a) y (3.18b),  $\Sigma H$  y  $\Sigma V$  denotan respectivamente la suma de todas las fuerzas horizontales y verticales activas y reactivas; y  $\Sigma M$  representa la suma de los momentos de dichas fuerzas con respecto a cualquier punto.

La condición representada por  $\Sigma H = \Sigma V = 0$  determina que no hay movimiento de traslación posible. La condición adicional que  $\Sigma M = 0$  restringe cualquier movimiento de rotación, como el vuelco. Respecto a esta última condición es necesaria alguna calificación sobre la distribución de esfuerzos determinados por los momentos aplicados.

## 3.2 Análisis de presas de gravedad

### 3.2.1 CRITERIOS Y PRINCIPIOS

Los criterios esenciales que rigen la idoneidad estructural de una presa de gravedad son consecuencia de la consideración de las ecuaciones (3.18a) y (3.18b). Al evaluar todas las condiciones de cargas probables, incluyendo la condición de vaciado total del embalse, el perfil debe demostrar un margen de seguridad aceptable con respecto a:

1. rotación y vuelco,
2. traslación y deslizamiento,
3. sobreesfuerzo y falla del material.

Los criterios 1 y 2 controlan la estabilidad estructural global. El perfil de la presa debe satisfacerlos ambos para todos los planos horizontales dentro de la presa y la cimentación. El criterio de sobreesfuerzo, 3, debe satisfacerse para presas de concreto y para cimentaciones en roca.

El criterio de estabilidad al deslizamiento, 2, por lo general es el más crítico de los tres, en especial en cimentaciones en rocas naturales, debido a razones asociadas con la influencia de factores geológicos, los cuales se examinan en la sección 3.2.3.

Los supuestos inherentes en los análisis preliminares utilizados en el método de la gravedad [sección 3.2.4; USBR (1976, 1987)] son los siguientes:

1. El concreto (o mampostería) es homogéneo, isotrópico y uniformemente elástico.
2. Todas las cargas actúan por la acción de la gravedad de voladizos con lados paralelos verticales sin soporte mutuo entre voladizos adyacentes (monolitos).
3. No ocurren movimientos diferenciales que afecten la presa o la cimentación como resultado de la fuerza del agua del embalse.

Normalmente, los análisis de estabilidad y de esfuerzos, se sustentan en el supuesto de que se apliquen las condiciones de esfuerzo plano. El análisis de gravedad es, por tanto, llevado a cabo en forma bidimensional, considerando una sección

transversal de la estructura con ancho unitario paralelo al eje longitudinal de la presa. En general, los esfuerzos internos se determinan mediante la aplicación de teorías elásticas estándares. Técnicas más sofisticadas, que incluyen los análisis de elementos finitos, AEF (FEA en inglés), se aplican para determinar los esfuerzos en estructuras más grandes y más complejas o para investigar problemas específicos.

Se debe prestar atención a la importancia de mantener una convención consistente de signos para todas las fuerzas y momentos que se consideren en el análisis. La convención utilizada a lo largo de este capítulo se ilustra en la figura 3.4, en la cual se resume que todas las fuerzas, cargas y momentos que operan en el sentido de mantener el equilibrio, es decir, el peso propio y su momento, son positivos.

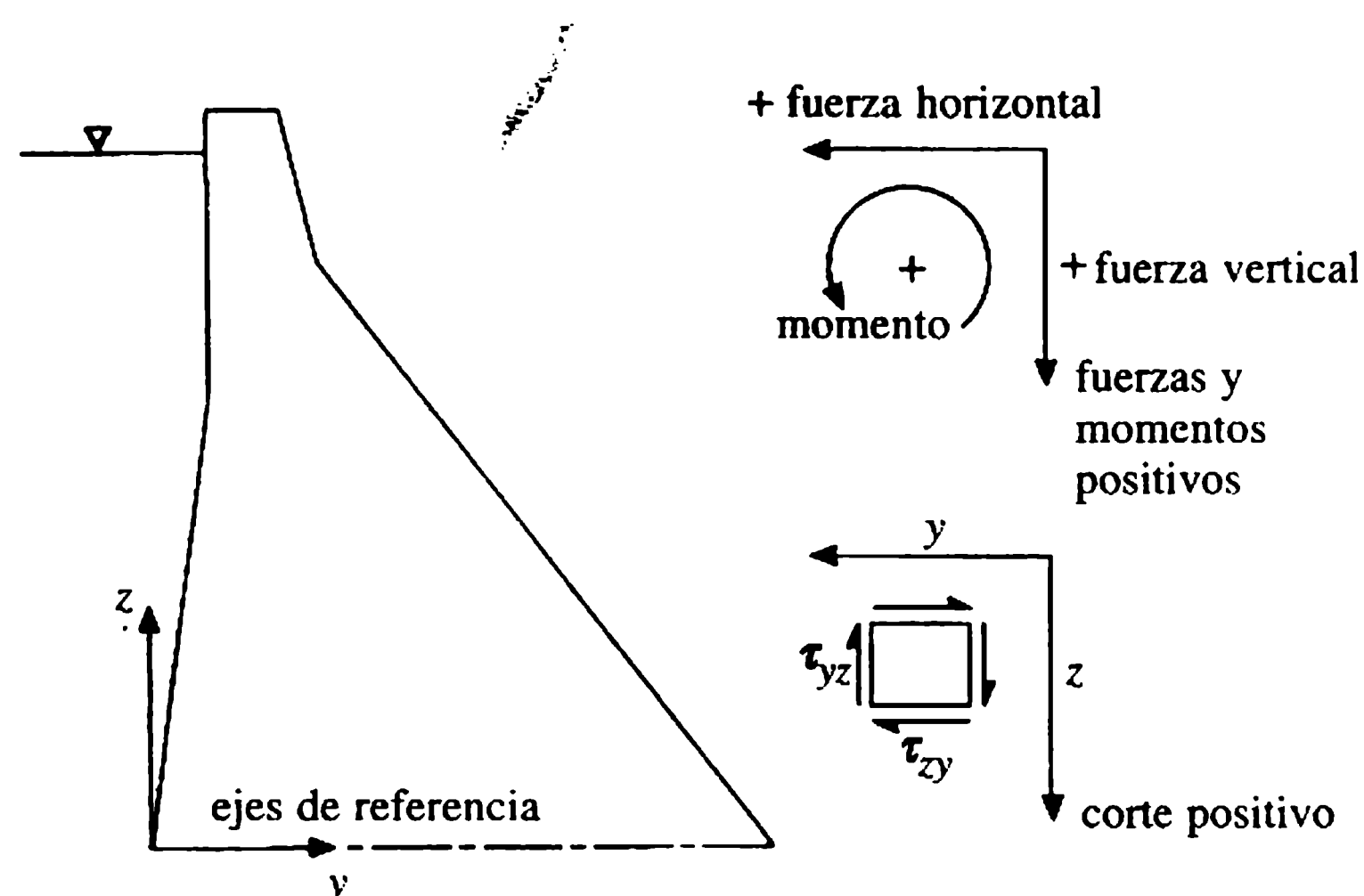
### 3.2.2 ESTABILIDAD AL VUELCO

Un factor de seguridad simple con respecto al vuelco,  $F_0$ , puede expresarse en función de los momentos que actúan alrededor del pie de presa aguas abajo de cualquier plano horizontal. Se define  $F_0$  como la razón de la suma de todos los momentos restauradores (positivos),  $\sum M_{+vos}$ , con respecto a la suma de todos los momentos de vuelco,  $\sum M_{-vos}$ , de modo que:

$$F_0 = \sum M_{+vos} / \sum M_{-vos} \quad (3.19)$$

Puede anotarse que  $\sum M_{-vos}$  incluye el momento generado por la carga de empuje. Las cargas sísmicas se excluyen de los cálculos de vuelco dada su naturaleza transitoria y oscilatoria. Valores de  $F_0$  mayores a 1.25 pueden considerarse aceptables, pero lo conveniente es  $F_0 \geq 1.5$  (Kennard, Owens y Reader, 1996).

El vuelco de un perfil de presa de gravedad intacto y completo de tamaño importante es, en sentido estricto, un modo de inestabilidad poco realista. Los momentos de vuelco, como los de la carga del agua, etc., controlan los niveles de esfuerzos internos, resultando, por tanto, el modo de vuelco ligado muy de cerca a posibles



**Figura 3.4** Diagrama de convención de signos: fuerzas, momentos y esfuerzos cortantes.

sobreesfuerzos, es decir, al criterio 3. A medida que se reduce el margen de seguridad nominal contra el vuelco, los esfuerzos de compresión generados en el pie aguas abajo aumentarán rápidamente y los esfuerzos de tensión en el talón aguas arriba iniciarán un agrietamiento local que puede propagarse (sección 3.2.5), produciendo una reducción en la resistencia al deslizamiento.

La determinación de un valor de  $F_0$  no es una práctica universal debido al vínculo entre los momentos de vuelco y el nivel de esfuerzo. La estabilidad adecuada con respecto al vuelco puede asegurarse especificando límites en los niveles de esfuerzo para el concreto.

### 3.2.3 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

La estabilidad al deslizamiento es una función del patrón de carga y de la resistencia al desplazamiento de traslación que pueda generarse en cualquier plano. En términos convencionales se expresa en función del factor de seguridad contra el deslizamiento,  $F_s$ , estimado utilizando una u otra de estas tres definiciones:

1. factor de deslizamiento,  $F_{SS}$ ;
2. factor de fricción al corte,  $F_{SF}$ ;
3. factor de equilibrio límite,  $F_{LE}$ .

Para cualquiera de las definiciones empleadas, la resistencia al deslizamiento en cualquier plano dentro de una presa será una función de la resistencia al corte generada en la masa de concreto. Las juntas de construcción horizontales (sección 3.5.4) serán de ordinario los planos internos críticos. En la base, la unión del concreto y la roca y la resistencia al corte en la interfaz resultante son los factores decisivos. Por debajo de la interfaz base, la estructura geológica y los parámetros de resistencia al corte de la masa de roca son interdependientes y colectivamente regirán la estabilidad al deslizamiento.

La resistencia al deslizamiento en la roca es una función de la superficie o trayectoria investigada. Está controlada por las discontinuidades geológicas como fallas, diaclasas o superficies con resistencia reducida al corte, etc. Se debe investigar por completo la estructura geológica de las cimentaciones en roca y establecer la presencia, naturaleza, frecuencia y orientación de todas las discontinuidades significativas, incluyendo las intersecciones críticas. Son necesarios numerosos ensayos *in situ* y en laboratorio para confirmar los parámetros de diseño.

#### a. Resistencia al deslizamiento: parámetros

La resistencia al deslizamiento o corte que puede generarse en un plano, se expresa mediante la dupla de parámetros  $c$  y  $\tan \phi$ .

La cohesión,  $c$ , representa la resistencia unitaria al corte del concreto o roca en condiciones de esfuerzo normal cero. El coeficiente  $\tan \phi$  representa la resistencia de la fricción al corte, donde  $\phi$  es el ángulo de resistencia al corte interno o la fric-



ción de deslizamiento, según sea apropiado (los parámetros de resistencia al corte  $c$  y  $\phi$  se utilizan en mecánica de suelos; sección 2.3.2).

Los valores de la envolvente de  $c$  y  $\tan \phi$  registrados dentro de una masa de concreto, roca en una interfaz de concreto y roca se suministran en la tabla 3.4. Nótese el grado de variación tan amplio de los valores para las rocas de cimentación.

La resistencia al corte dentro de la zona de la cimentación de una presa es determinada por las estructuras geológicas, tipo e integridad de la roca. Los parámetros de corte o deslizamiento para ejemplos de condiciones de cimentación de buena y de inferior calidad se presentan en la tabla 3.5. La tabla también muestra valores para resistencias muy bajas y características geológicas potencialmente dañinas, como capas o lentes de arcilla, fallas, etc., que puedan ser críticas para la estabilidad de la cimentación. La información en la tabla 3.5 es ilustrativa y no debe considerarse de aplicación universal para todos los tipos y condiciones de roca citados. Un resumen completo de las características de resistencia al corte registradas se halla en Link (1969).

Pueden ocurrir variaciones considerables en la resistencia al corte para un tipo de roca específico dentro de los confines de un sitio, como consecuencia de la meteorización o alteración local. En el caso de algunas rocas vulnerables, como ciertas pizarras, la resistencia al corte también puede disminuir por la saturación. Ejemplos ilustrativos de degradación de la resistencia al corte en tales circunstancias se muestran en la tabla 3.6.

### *Factor de deslizamiento, $F_{ss}$*

$F_{ss}$  se expresa como una función de la resistencia al simple deslizamiento sobre el plano considerado. Se supone que la resistencia se debe sólo a la fricción y no se genera resistencia al corte o cohesión.  $F_{ss}$  puede definirse como la relación de la suma de todas las componentes de las fuerzas horizontales,  $\Sigma H$ , con respecto a la suma de todas las fuerzas verticales,  $\Sigma V$ , en el plano considerado, es decir para un plano horizontal:

$$F_{ss} = \Sigma H / \Sigma V. \quad (3.20)$$

Si el plano está inclinado en un ángulo pequeño  $\alpha$ , la anterior expresión se modifica a:

$$F_{ss} = \frac{\Sigma H / \Sigma V - \tan \alpha}{1 + (\Sigma H / \Sigma V) \tan \alpha}. \quad (3.21)$$

El ángulo  $\alpha$  se define positivo si el deslizamiento ocurre en el sentido cuesta arriba. La interfaz de la cimentación se excava con frecuencia para proporcionar una pequeña inclinación positiva  $\alpha$  y así elevar  $F_{ss}$ .

Al evaluar  $F_{ss}$ ,  $\Sigma H$  y  $\Sigma V$  son respectivamente los valores máximo y mínimo apropiados para las condiciones de cargas que se están estudiando, es decir,  $\Sigma V$  se determina considerando el efecto de empuje.

No se debe permitir que  $F_{ss}$  exceda 0.75 para la combinación de cargas normales especificada en un concreto macizo bien construido. Se puede permitir que  $F_{ss}$  al-



**Tabla 3.4** Valores de los parámetros de resistencia al corte

| <i>Localización del plano corte-deslizamiento</i> |                                  | <i>Cohesión<br/>c (MN m<sup>-2</sup>)</i> | <i>Fricción<br/>tan φ</i> |
|---|----------------------------------|---|---------------------------|
| Masa de concreto:                                 | Intacto                          | 1.5-3.5                                   | 1.0-1.5                   |
|   | Junta de construcción horizontal | 0.8-2.5                                   | 1.0-1.5                   |
| Interfaz de concreto y roca                       |                                  | 1.0-3.0                                   | 0.8-1.8                   |
| Masa de roca                                      | Bueno                            | 1.0-3.0                                   | 1.0-1.8                   |
|   | Inferior                         | <1.0                                      | <1.0                      |

**Tabla 3.5** Características de la resistencia al corte de la roca de cimentación

| <i>Descripción de cimentación</i>   | <i>Cohesión<br/>c (MN m<sup>-2</sup>)</i> | <i>Fricción<br/>tan φ</i> |
|---|---|---------------------------|
| <i>Condiciones</i>  |   |                           |
| Generalmente de roca de buena calidad; para discontinuidades importantes en la masa; sin un grado de alteración o meteorización | >1.0                                      | >1.0                      |
| Ejemplos ( <i>ver texto</i> ): gneis  | 1.3                                       | 1.7                       |
| granito   | 1.5                                       | 1.9                       |
| micaesquistoso  | 3.0                                       | 1.3                       |
| arenisca  | 1.0                                       | 1.7                       |
| <i>Condiciones inferiores</i>   |   |                           |
| Ejemplos ( <i>ver texto</i> ): gneis inalterado   | 0.6                                       | 1.0                       |
| granito meteorizado   | 0.3                                       | 1.3                       |
| grauvaca  | <0.1                                      | 0.6                       |
| caliza, con juntas abiertas   | 0.3                                       | 0.7                       |
| micaesquistoso  | 0.4                                       | 0.7                       |
| arenisca  | 0.1                                       | 0.6                       |
| <i>Aspectos críticos de la cimentación</i>  |   |                           |
| Ejemplos: material en zona de falla o triturado   | <0.2                                      | <0.3                      |
| lentes de arcilla o rellenos arcillosos en junta.   | <0.1                                      | <0.2                      |

**Tabla 3.6** Ejemplos de degradación de la resistencia al corte

| <i>Tipo y condición de roca</i> |                          | <i>Cohesión<br/>c (MN m<sup>-2</sup>)</i> | <i>Fricción<br/>tan φ</i> |
|---------------------------------|--------------------------|---|---------------------------|
| Gneis ‘A’:                      | bueno                    | 1.0                                       | 1.7                       |
|                                 | unido-descompuesto       | 0.4                                       | 0.5                       |
| Granito ‘B’:                    | bueno                    | 1.0                                       | 1.8                       |
|                                 | meteorizado-desintegrado | 0.1                                       | 0.8                       |
| Pizarra ‘C’:                    | seco                     | 0.2                                       | 0.4                       |
|                                 | saturado                 | 0   | <0.2                      |

cance 0.9 para combinaciones de cargas extremas. Un máximo similar de  $F_{SS}$  puede utilizarse para un posible deslizamiento en la base de una interfaz en una superficie de roca de buena calidad, limpia e irregular, o para el deslizamiento sobre planos en una cimentación bien erigida. Planos con baja resistencia al corte requerirán una reducción significativa del máximo permisible, por ejemplo  $F_{SS}$  puede limitarse a 0.50 o menos en algunas calizas, esquistos, pizarras laminadas y cimentaciones con resistencias bajas similares.

*Factor de fricción al corte,  $F_{SF}$*

$F_{SF}$  se define como la relación entre la resistencia total al corte y al deslizamiento que puede generarse en un plano con respecto a la carga horizontal total. Con este enfoque, se pueden tener en cuenta tanto los componentes de cohesión como los de fricción de la resistencia al corte y:

$$F_{SF} = S/\Sigma H. \quad (3.22)$$

En la expresión anterior,  $S$  es la resistencia máxima al corte que se puede generar. Respecto a la figura 3.5 puede definirse como:

$$S = \frac{cA_h}{\cos \alpha (1 - \tan \phi \tan \alpha)} + \Sigma V \tan(\phi + \alpha) \quad (\text{kN m}^{-1}) \quad (3.23)$$

donde  $A_h$  es el área del plano de contacto o de deslizamiento ( $A_h$  es el espesor,  $T$ , para una sección bidimensional).

En el caso de un plano horizontal ( $\alpha = 0$ ), la ecuación 3.23 se simplifica a:

$$S = cA_h + \Sigma V \tan \phi. \quad (3.24)$$

Al sustituir en la ecuación (3.22) se llega a la expresión estándar del factor de fricción al corte, es decir:

$$F_{SF} = \frac{cA_h + \Sigma V \tan \phi}{\Sigma H}. \quad (3.25)$$

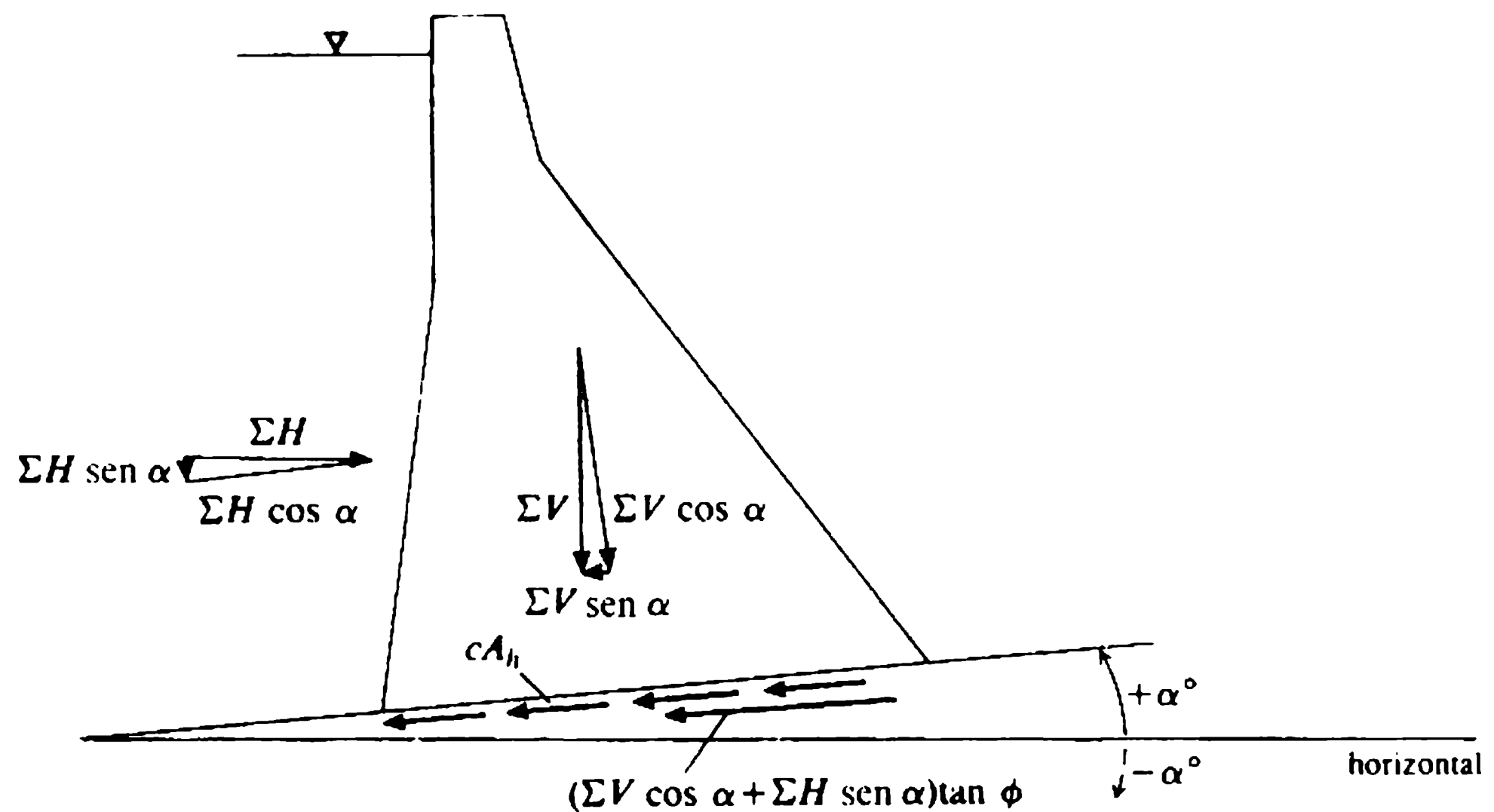
En algunas circunstancias puede ser apropiado incluir la resistencia pasiva en cuña,  $P_p$ , como un componente adicional de la resistencia total al deslizamiento que puede generarse. Esta situación se ilustra en la figura 3.6 y puede efectuarse modificando la ecuación (3.22) de acuerdo con:

$$F_{SF} = (S + P_p)/\Sigma H \quad (3.26)$$

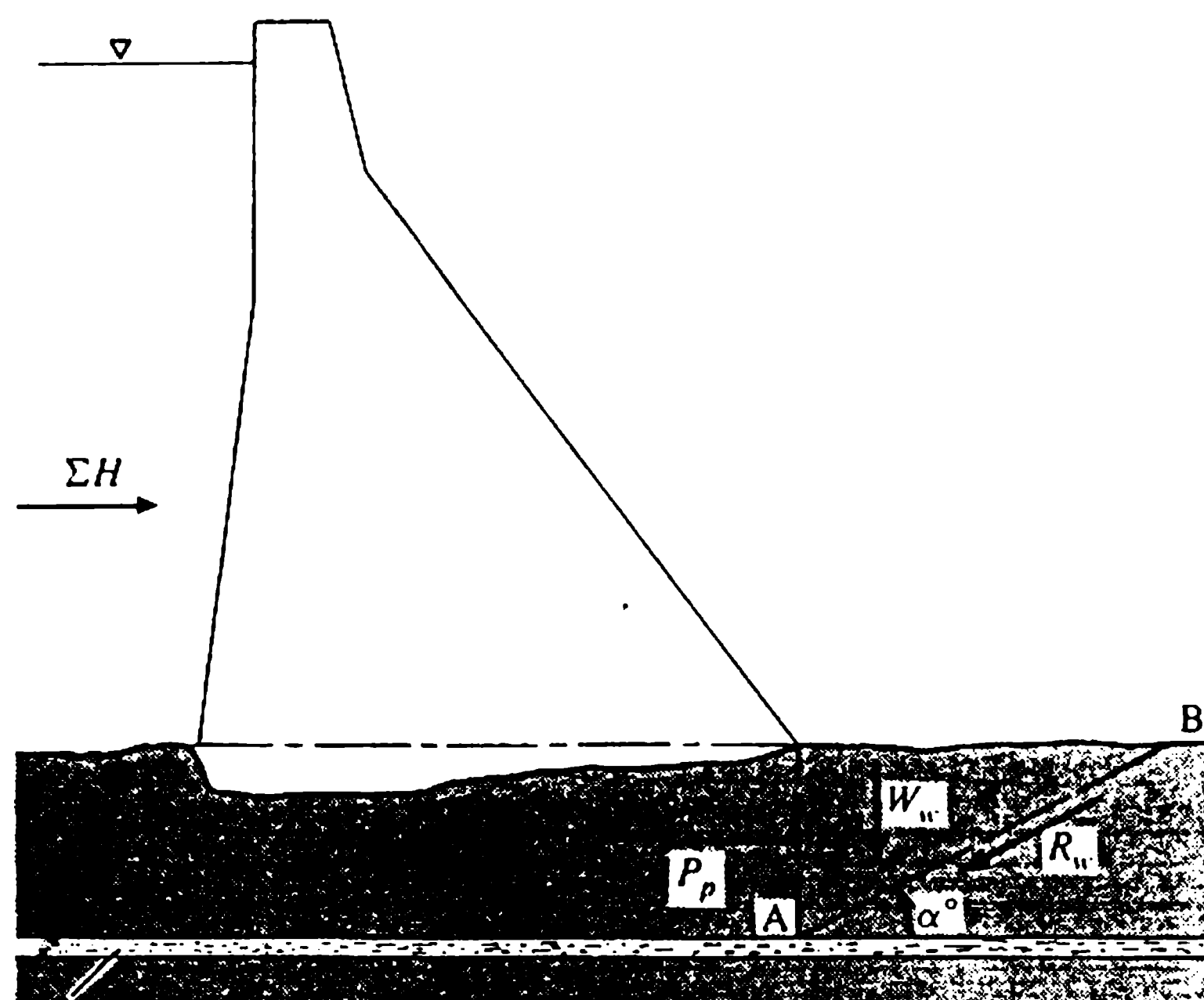
donde

$$P_p = \frac{cA_{AB}}{\cos \alpha (1 - \tan \phi \tan \alpha)} + W_w \tan(\phi + \alpha) \quad (3.27)$$

y  $W_w$  es el peso de la cuña pasiva, como se muestra.



**Figura 3.5** Resistencia al deslizamiento y al corte: factor de fricción al corte.



capa de baja resistencia, p.e., arcilla

$R_w$  = resistencia al deslizamiento sobre el plano inclinado AB

$= cA_{AB} + (W_w \cos \alpha + \Sigma H \sen \alpha) \tan \phi$

donde  $A_{AB}$  es el área del plano AB

**Figura 3.6** Deslizamiento: resistencia en fisuras débiles y en cuña pasiva.

En presencia de un horizonte con una baja resistencia al corte, por ejemplo, un horizonte de arcilla delgado o un relleno de arcilla en una discontinuidad, como se ilustra en la figura 3.6, puede ser aconsejable suponer que  $S = 0$  en la ecuación (3.26).

Cuando se aplica la combinación normal de cargas, el factor de fricción de corte requerido en la zona de cimentación en general es  $F_{SF} \geq 4.0$ . En planos dentro de la

presa y la interfaz de la base,  $F_{SF} \geq 3.0$  es un valor común. Los valores de  $F_{SF}$  que se requieren para condiciones alternativas de cargas, se resumen en la tabla 3.7 (USBR, 1987).

La aceptación de la estabilidad marginal permisible en combinaciones de cargas extremas es una cuestión de criterio de ingeniería, y debe contemplarse únicamente para estructuras más pequeñas según la investigación más rigurosa. Para las presas más grandes se recomienda disminuir los valores de  $F_{SF}$  requeridos para una combinación normal de cargas en 33%, en cualquier combinación de cargas que incluya efectos sísmicos.

### *Factor de equilibrio límite, $F_{LE}$*

El enfoque de equilibrio límite a la estabilidad de deslizamiento sigue la lógica de la mecánica de suelos convencional al definir el factor de equilibrio límite,  $F_{LE}$ , como la relación entre la resistencia al corte y el esfuerzo cortante promedio aplicado a través del plano, es decir:

$$F_{LE} = \tau_f / \tau \quad (3.28)$$

donde  $\tau_f$  es la resistencia al corte disponible, y  $\tau$  es el esfuerzo cortante generado bajo la carga aplicada.

$\tau_f$  se expresa por el criterio de falla de Mohr-Coulomb (sección 2.3.2), y la ecuación (3.28) puede describirse de acuerdo con:

$$F_{LE} = \frac{c + \sigma_n \tan \phi}{\tau} \quad (3.29)$$

En la expresión anterior,  $\sigma_n$  es el esfuerzo que actúa normal con respecto al plano de deslizamiento.

Al aplicar la ecuación (3.29) en la figura 3.5, que ilustra un modo de deslizamiento en un solo plano con las sustituciones adecuadas, se llega a:

$$F_{LE} = \frac{cA_h + [\Sigma V \cos \alpha + \Sigma H \sin \alpha] \tan \phi}{\Sigma H \cos \alpha - \Sigma V \sin \alpha} \quad (3.30)$$

Nótese que para el caso de un plano de deslizamiento horizontal ( $\alpha = 0$ ), la ecuación (3.30) se reduce a la expresión dada en la ecuación (3.25), es decir,  $F_{LE} = F_{SF}(\alpha=0)$ .

Además, la ecuación (3.30) puede extenderse para aplicarla a superficies de deslizamiento en planos múltiples dentro de una cimentación compleja (Corns, Schra-

**Tabla 3.7** Factores de fricción al corte recomendados,  $F_{SF}$  (USBR, 1987)

| <i>Localización del plano de deslizamiento</i> | <i>Combinación de cargas</i> |                |                |
|--|------------------------------|----------------|----------------|
|  | <i>Normal</i>                | <i>Inusual</i> | <i>Extrema</i> |
| Interfaz presa de concreto-base                | 3.0                          | 2.0            | >1.0           |
| Roca de cimentación                            | 4.0                          | 2.7            | 1.3            |

der y Tarbox, 1988). Los factores mínimos de seguridad contra el deslizamiento recomendados para el equilibrio límite son  $F_{LE} = 2.0$  en operación normal, es decir, aplicando una carga máxima estática, y  $F_{LE} = 1.3$  para condiciones de cargas transitorias que abarquen la actividad sísmica.

#### **b. Revisión comparativa de los factores de estabilidad al deslizamiento**

Las expresiones que definen  $F_{SS}$ ,  $F_{SF}$  y  $F_{LE}$ , difieren en su concepto de estabilidad al deslizamiento. También difieren en su rigor relativo y sensibilidad a los parámetros de resistencia al corte  $c$  y  $\tan \phi$ . El margen de seguridad aparente en una presa contra una falla de deslizamiento depende de la expresión de estabilidad que se utilice. Identificar la expresión más apropiada requiere evaluar las limitaciones de cada una de ellas para las condiciones prevalecientes, en especial con respecto a la complejidad e integridad de la cimentación. La confianza en la selección de una expresión de deslizamiento depende de la calidad del programa de investigación de la cimentación.

El factor de estabilidad de fricción de corte,  $F_{SF}$ , es muy sensible a los valores utilizados de  $c$  y  $\tan \phi$ . La confianza en este último está a su vez relacionada con la calidad y cantidad de información proporcionada por los ensayos y, por tanto, de lo adecuado de las investigaciones acerca de la cimentación.

El factor de equilibrio límite,  $F_{LE}$ , es un concepto de origen más o menos reciente (USACE, 1981). Contempla definiciones más amplias de estabilidad de la práctica de la mecánica de suelos.  $F_{LE}$  comparte las mismas sensibilidades a los parámetros que el factor de fricción de corte y se considera que es más adecuado en presas que yacen sobre cimentaciones de menor calidad. El método se analiza completamente en Nicholson (1983).

Debe enfatizarse que los valores de  $F_{SS}$ ,  $F_{SF}$  y  $F_{LE}$  no se pueden correlacionar directamente. El factor de estabilidad y el criterio de deslizamiento más apropiados para una presa específica están determinados por el conocimiento de las condiciones que el diseñador tenga. Siempre persiste un elemento de incertidumbre acerca de las condiciones por debajo de la interfaz de la base, sin importar la extensión de las investigaciones que se realicen. Estudios completos se requieren para minimizar la incertidumbre con respecto a la presencia de capas de resistencias bajas o inclusiones, o discontinuidades que contengan material de relleno indeseable con baja resistencia al corte. La tabla 3.8 proporciona una comparación ilustrativa de los factores de estabilidad al deslizamiento calculados para un perfil de gravedad triangular.

#### **3.2.4 ANÁLISIS DE LOS ESFUERZOS: MÉTODO DE GRAVEDAD**

El análisis de los esfuerzos en presas de gravedad corrientes se lleva a cabo mediante el método de gravedad. Este enfoque es particularmente apropiado para presas en donde los monolitos o bloques adyacentes no están unidos por cuñas de corte o por juntas de contracción transversales inyectadas (sección 3.5.4). No obstante, el mé-

**Tabla 3.8** Comparación de los factores de estabilidad al deslizamiento; perfil de gravedad triangular

| <i>Inclinación<br/>del plano, <math>\alpha</math> (grados)</i> | $F_{SS}$ | $c=0; \phi=30^\circ$ |          | $\Sigma c=\Sigma H; \phi=0^\circ$ |          |
|--|----------|----------------------|----------|-----------------------------------|----------|
|  |          | $F_{SF}$             | $F_{LE}$ | $F_{SF}$                          | $F_{LE}$ |
| -5   | 0.71     | 0.68                 | 0.74     | 0.86                              | 0.89     |
| 0  | 0.66     | 0.87                 | 0.87     | 1.00                              | 1.00     |
| +5   | 0.55     | 1.07                 | 1.10     | 1.13                              | 1.18     |
| +10  | 0.44     | 1.33                 | 1.39     | 1.29                              | 1.41     |
| +15  | 0.34     | 1.52                 | 1.79     | 1.44                              | 1.75     |

todo de gravedad también es apropiado para los análisis preliminares de presas donde se tiene continuidad. Métodos analíticos más sofisticados se estudian en la sección 3.2.8.

El análisis de esfuerzos por el método de gravedad se deriva de la teoría elástica y se aplica a secciones en voladizos verticales bidimensionales con base en los tres supuestos enumerados en la sección 3.2.1, aunque adicionando otros dos:

4. Los esfuerzos verticales sobre planos horizontales varían uniformemente entre los paramentos aguas arriba y aguas abajo (la 'ley del trapecio'); y
5. La variación en los esfuerzos cortantes horizontales a través de planos horizontales es parabólica.

Técnicas analíticas rigurosas revelan que los supuestos 4 y 5 son menos apropiados en planos horizontales próximos al nivel de la base [*comparar* las figuras 3.7(a) y 3.7(f)]. Cerca del talón y el pie de presa se desarrollan concentraciones de esfuerzos, y es posible que se generen esfuerzos de tensión modestos en el talón. El análisis de los esfuerzos por el método de gravedad es, sin embargo, adecuado para el diseño inicial de todas excepto las presas de gravedad demasiado grandes o de geometría compleja. En los últimos casos, la necesidad de responder a influencias como la presa *inter alia* y la deformación de la cimentación e interacción entre monolitos adyacentes, requerirá el uso de métodos analíticos avanzados que son objeto de textos especializados (ejemplo USBR, 1976; Jansen, 1988).

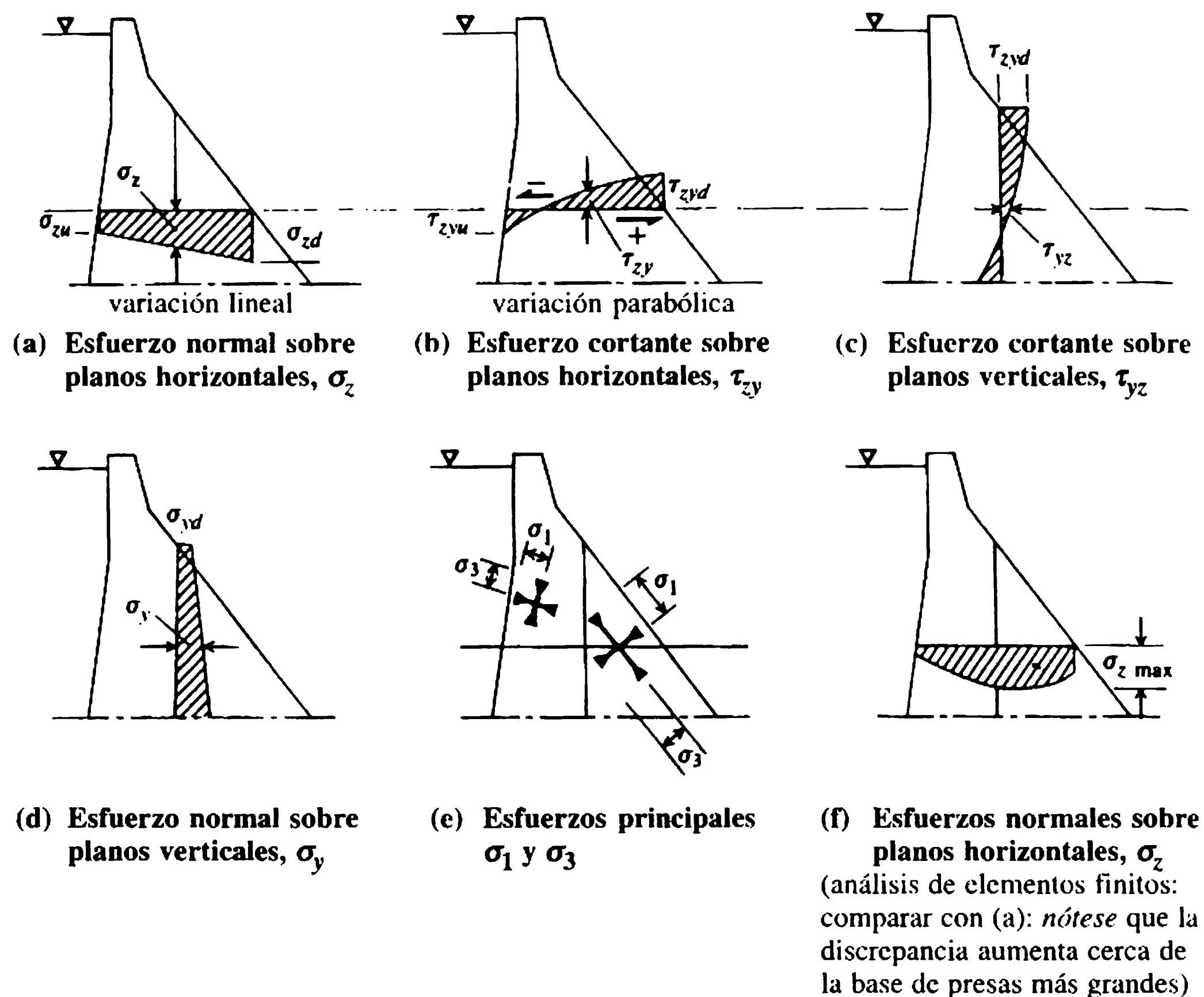
Los esfuerzos primarios determinados en un análisis completo por el método de gravedad son los siguientes:

1. esfuerzos normales verticales,  $\sigma_z$ , sobre planos horizontales;
2. esfuerzos cortantes horizontales y verticales,  $\tau_{zy}$  y  $\tau_{yz}$ ;
3. esfuerzo normal horizontal,  $\sigma_y$ , sobre planos verticales;
4. esfuerzos principales,  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  (dirección y magnitud).

Una ilustración esquemática de la variación interna de estos esfuerzos con base en el análisis del método de gravedad se presenta en las figuras 3.7(a)–3.7(e).

La carga de empuje se excluye de las ecuaciones para la determinación de esfuerzos presentada en esta sección. Puede, si es necesario, tenerse en cuenta por superposición de los empujes locales sobre los esfuerzos calculados (Zienkiewicz, 1963; Moffat, 1976). En la práctica, la influencia del empuje interno sobre los patrones de





**Figura 3.7** Distribución de esfuerzos internos: análisis del método de gravedad (USBR, 1976).

esfuerzos tiende a ignorarse, excepto con respecto al posible agrietamiento horizontal (sección 3.2.5).

#### a. Esfuerzos normales verticales

Los esfuerzos normales verticales sobre cualquier plano horizontal se determinan mediante la aplicación de la acción de voladizo de una carga combinada axial y de flexión con modificaciones apropiadas, es decir:

$$\sigma_z = \frac{\Sigma V}{A_h} \pm \frac{\Sigma M^* y'}{I} \quad (3.31)$$

donde  $\Sigma V$  es la fuerza vertical resultante por encima del plano considerado, excluyendo el empuje;  $\Sigma M^*$  es la suma de los momentos determinados con respecto al *centroide* del plano;  $y'$  es la distancia a partir del eje neutro del plano al punto donde  $\sigma_z$  se determina e  $I$  es el segundo momento de área del plano con respecto a su centroide.

Para una sección plana bidimensional regular de ancho unitario paralelo al eje de la presa, con espesor  $T$  normal al eje, la ecuación (3.31) puede describirse como:

$$\sigma_z = \frac{\Sigma V}{T} \pm \frac{12 \Sigma Vey'}{T^3} \quad (3.32)$$

y, en  $y' = T/2$ ,

$$\sigma_z = \frac{\Sigma V}{T} \left( 1 \pm \frac{6e}{T} \right) \quad (3.33a)$$

es decir, para el caso en que el embalse esté lleno, en el paramento aguas arriba,

$$\sigma_{zu} = \frac{\Sigma V}{T} \left( 1 - \frac{6e}{T} \right) \quad (3.33b)$$

y, en el paramento aguas abajo

$$\sigma_{zd} = \frac{\Sigma V}{T} \left( 1 + \frac{6e}{T} \right) \quad (3.33c)$$

donde  $e$  es la excentricidad de la carga resultante,  $R$ , que debe intersectar el plano aguas abajo de su centroide para la condición de embalse lleno. [Los signos de las ecuaciones (3.33b) y (3.33c) cambian para las condiciones de embalse vacío].

La excentricidad se determina evaluando los momentos,  $M^*$ , obteniéndose:

$$e = \Sigma M^* / \Sigma V$$

donde  $\Sigma V$  excluye el empuje.

Es evidente a partir de la ecuación (3.33b) que, para  $e > T/6$ , los esfuerzos en el paramento aguas arriba,  $\sigma_{zu}$ , serán negativos, es decir, de tensión. Esto no es permisible dada la limitada e impredecible capacidad de deformación a la tensión del concreto (la regla clásica 'tercio medio'). El esfuerzo vertical total en ambos paramentos se obtiene añadiendo las presiones hidrostáticas externas.

## b. Esfuerzos cortantes horizontales

Los esfuerzos cortantes horizontales ( $\tau_{zy}$ ) y ( $\tau_{yz}$ ), numéricamente iguales y complementarios, se generan en cualquier punto como resultado de la variación en el esfuerzo normal vertical sobre un plano horizontal.

En condiciones normales es suficiente establecer los valores de  $\tau$  en la frontera, es decir, aguas abajo y aguas arriba. Si los ángulos entre los taludes de los paramentos y la vertical son respectivamente  $\phi_u$  aguas arriba y  $\phi_d$  aguas abajo, y si se supone que la presión hidrostática externa,  $p_w$ , opera en el paramento aguas arriba, entonces:

$$\tau_u = (p_w - \sigma_{zu}) \tan \phi_u \quad (3.34a)$$

y

$$\tau_d = \sigma_{zd} \tan \phi_d \quad (3.34b)$$

La variación entre los esfuerzos cortantes y los valores en la frontera dados por las ecuaciones (3.34a) y (3.34b) depende de la tasa de cambio de los esfuerzos normales en la vertical. Se puede utilizar una solución gráfica para determinar la distribución parabólica que en general se supone que se aplica.

### c. Esfuerzos normales horizontales

Los esfuerzos horizontales sobre planos verticales,  $\sigma_y$ , pueden determinarse considerando el equilibrio de las fuerzas de corte horizontales que operan por encima y por debajo de un elemento hipotético dentro de la presa. La diferencia en las fuerzas de corte se equilibra con los esfuerzos normales sobre planos verticales. Los valores en la frontera para  $\sigma_y$  en los paramentos se dan a continuación: para el paramento aguas arriba,

$$\sigma_{yu} = p_w + (\sigma_{zu} - p_w) \tan^2 \phi_u; \quad (3.35a)$$

para el paramento aguas abajo,

$$\sigma_{yd} = \sigma_{zd} \tan^2 \phi_d. \quad (3.35b)$$

### d. Esfuerzos principales

Los esfuerzos principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  pueden determinarse si se conocen  $\sigma_z$  y  $\sigma_y$  mediante la construcción del diagrama del círculo de Mohr que representa las condiciones de esfuerzos en cualquier punto, o mediante la aplicación de las ecuaciones suministradas a continuación: para el esfuerzo principal mayor,

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} + \tau_{\text{máx}}, \quad (3.36a)$$

y para el esfuerzo principal menor,

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} - \tau_{\text{máx}}, \quad (3.36b)$$

donde

$$\tau_{\text{máx}} = \left( \left( \frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau^2 \right)^{1/2}. \quad (3.36c)$$

Los paramentos aguas arriba y aguas abajo son planos con corte cero y, por consiguiente, planos de esfuerzo principal. Los valores de  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  en la frontera se determinan entonces de la siguiente manera: en el paramento aguas arriba,

$$\sigma_{1u} = \sigma_{zu}(1 + \tan^2 \phi_u) - p_w \tan^2 \phi_u, \quad (3.37a)$$

$$\sigma_{3u} = p_w; \quad (3.37b)$$

en el paramento aguas abajo, suponiendo que no haya cauce aguas abajo,

$$\sigma_{1d} = \sigma_{zd}(1 + \tan^2 \phi_d), \quad (3.37c)$$

$$\sigma_{3d} = 0. \quad (3.37d)$$

### 3.2.5 ESFUERZOS PERMISIBLES Y AGRIETAMIENTO

Los esfuerzos de compresión generados en una presa de gravedad por las cargas primarias son muy bajos, rara vez exceden  $2.0\text{-}3.0 \text{ MN m}^{-2}$ , excepto en las estructuras más grandes. No obstante, se recomienda un factor de seguridad,  $F_c$ , con respecto a la resistencia de la compresión mínima especificada para el concreto,  $\sigma_c$ ;  $F_c \geq 3.0$  es un criterio común aunque rara vez crítico. Algunas autoridades (USBR, 1976) relacionan los valores recomendados de  $F_c$  con la combinación de cargas aplicadas, pero lo califican en términos del máximo absoluto, como se muestra en la tabla 3.9. En dicha tabla también se resumen los factores de seguridad correspondientes,  $F_r$ , especificados para la resistencia a la compresión de la cimentación en roca,  $\sigma_r$ .

Algunas veces se supone que el agrietamiento horizontal ocurre en el paramento aguas arriba si  $\sigma_{zu}$  (calculado sin empuje) cae por debajo de un valor mínimo predeterminado:

$$\sigma_{zu \min} = \frac{k'_d \gamma_w z - \sigma'_t}{F'_t} \quad (3.38)$$

donde  $k'_d$  es el factor de drenaje ( $k'_d = 0.4$  si los drenes son efectivos;  $k'_d = 1.0$  si no hay drenes presentes),  $\sigma'_t$  es la resistencia a la tensión del concreto en una superficie horizontal de unión y  $F'_t$  es el factor de seguridad, según la combinación de carga ( $F'_t = 3.0$  para CFN; 2.0 para CFI y 1.0 para CFE).

**Tabla 3.9** Esfuerzos de compresión permisibles (USBR, 1976)

| Combinación de carga | Factor de seguridad mínimo a la resistencia a compresión       |              |
|----------------------|--|--------------|
|                      | $F_c$ (concreto)   | $F_r$ (roca) |
| Normal               | 3.0 ( $\sigma_{\max} \geq 10 \text{ MN m}^{-2}$ ) <sup>a</sup> | 4.0          |
| Inusual              | 2.0 ( $\sigma_{\max} \geq 15 \text{ MN m}^{-2}$ ) <sup>a</sup> | 2.7          |
| Extrema              | 1.0  | 1.3          |

<sup>a</sup>  $\sigma_{\max}$  es el esfuerzo de compresión máximo permisible.

tener en cuenta tales complejidades, dos enfoques analíticos rigurosos y alternativos son apropiados.

#### **a. Análisis de cargas de torsión**

Este enfoque es apropiado en situaciones donde, como consecuencia de la pendiente del valle, se genera una acción de torsión importante en los voladizos o monolitos verticales. Se generan momentos de torsión como resultado de la interacción de voladizo, y parte de la carga del agua se transfiere a los estribos pendientes, produciéndose una redistribución de esfuerzos. Las cargas aplicadas se transfieren entonces mediante una combinación de acciones de voladizo, de viga horizontal y de torsión.

El análisis de carga de prueba ACP (TLA en inglés), se efectúa subdividiendo la presa en una serie de voladizos verticales y elementos horizontales, con espesor unitario, los cuales se intersecan en unos puntos nodales definidos. Se hace una distribución de prueba de las cargas, asignando una parte de la carga a cada modo de comportamiento estructural, es decir, voladizo, viga horizontal, torsión, etc. Luego se determinan las deflexiones de los puntos nodales relevantes para cada modo de respuesta. Para hacer que las deflexiones de modo,  $\delta$ , coincidan, es decir, para una correcta distribución de la carga, es necesaria una solución iterativa del complejo sistema de ecuaciones resultante:

$$\delta_{\text{voladizo}} = \delta_{\text{viga}} = \delta_{\text{torsión}}$$

para todos los puntos nodales. El enfoque se detalla en USBR (1976), pero actualmente ha sido desplazado por técnicas más poderosas y flexibles de elementos finitos.

#### **b. Análisis de los elementos finitos (AEF)**

El enfoque de los elementos finitos considera que la presa y una parte representativa de la cimentación que la soporta son un ensamble de elementos distintos, interconectados en puntos nodales en sus vértices. Se construye un modelo matemático con base en la determinación de los desplazamientos nodales que, a su vez, definen el estado de deformación y, por tanto, de esfuerzo, dentro de cada elemento. Una representación matemática aceptable de la respuesta del concreto y el estrato de la cimentación es, por consiguiente, importante. Una representación precisa debe equilibrarse con el trabajo computacional. La calidad del resultado es función del tipo de elemento y de la configuración y tamaño de la malla. La precisión se mejora con una malla más fina, pero el esfuerzo computacional se incrementa en demasía y puede ser inaceptablemente alto. Es necesario, entonces, un compromiso entre la finura de la malla y la precisión de la solución.

El análisis de problemas que pueden considerarse de esfuerzo plano o de deformación plana, como en una presa de gravedad, puede efectuarse utilizando una malla bidimensional de elementos cuadriláteros. Donde no sea justificable la simplificación de esfuerzo plano o de deformación plana, es necesario un análisis tridimensional, por ejemplo, en una presa de arco o de bóveda. El análisis tridimensional se basa a menudo en el uso de elementos hexaédricos isoparamétricos con ocho puntos nodales, y el esfuerzo computacional que se requiere es considerable. Los elemen-

tos finitos son una herramienta analítica sofisticada, flexible y en extremo poderosa. Efectos de temperatura, deformación y otras cargas secundarias pueden introducirse, resultando el método, en principio, muy apropiado para estudios paramétricos. Se pueden estudiar, por ejemplo, el efecto de la rigidez de la roca sobre la respuesta estructural, o la influencia de un agrietamiento mayor o una brecha en la presa. El método es particularmente apropiado para analizar las formas complejas de las presas de arco o de bóveda.

Una introducción completa de los métodos de los elementos finitos se presenta en Zienkiewicz (1977). La aplicación de la técnica para el análisis de presas está revisado en Clough y Zienkiewicz (1978).

### 3.2.9 ESTABILIZACIÓN Y SOBREELEVACIÓN

El diseño de una gran cantidad de presas de gravedad más antiguas no se ajusta a los estándares actuales, y su baja estabilidad es poco conveniente, lo cual es reflejo de las limitaciones que en el pasado tenía el conocimiento acerca de las cargas, los materiales y el comportamiento de la presa. En algunos casos, los márgenes de estabilidad se han debilitado al ser revisados criterios de cargas, como revaluación de las inundaciones máximas. En otros, el peligro ha surgido del deterioro progresivo de la presa. Se pueden tomar medidas remediales para mejorar la estabilidad mediante:

1. el preesforzado vertical de la presa, o
2. la construcción de un espaldón o berma de soporte aguas abajo.

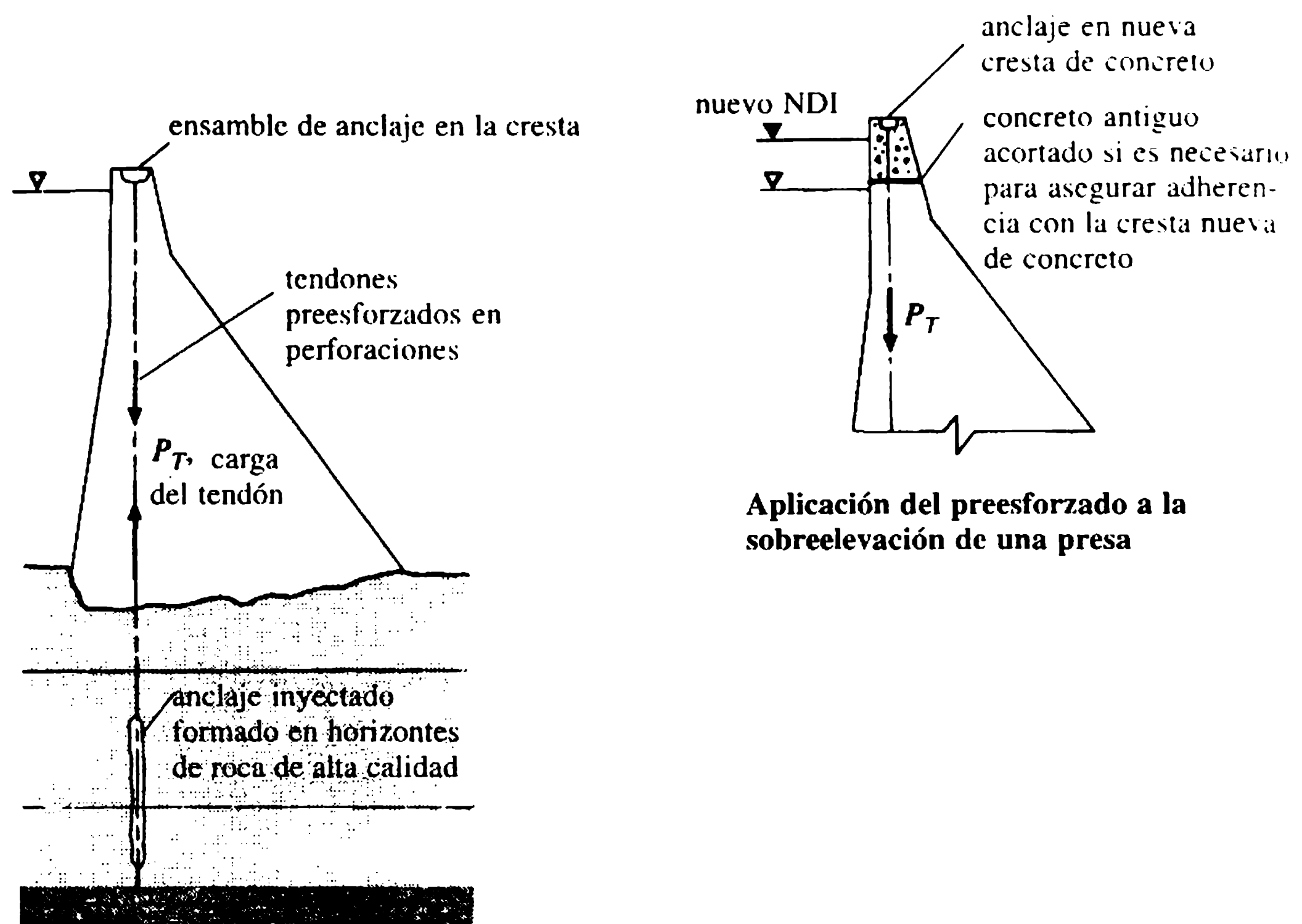
#### a. Preesforzado

El preesforzado proporciona una fuerza vertical adicional con línea de acción resultante cercana al paramento aguas arriba. Requiere la introducción de cables o tendones de acero muy tensados dentro de la presa, que se anclan a nivel de la cresta y a profundidad dentro de la cimentación. En consecuencia, una condición necesaria para poder utilizar el preesforzado es la presencia de una roca de alta calidad que acepte las grandes fuerzas de anclaje impuestas. El principio de preesforzado se ilustra en la figura 3.10.

Se hacen perforaciones a través de la presa y dentro de la cimentación a intervalos adecuados a lo largo de la cresta. Los cordones preesforzados se insertan y se forma un anclaje inferior inyectado tal como se muestra en la figura. Los cordones se conducen hasta un ensamblaje superior de anclaje a nivel de la cresta, donde son tensados a los niveles deseados antes de ser asegurados finalmente. La carga de preesforzado es, entonces, distribuida dentro de la presa desde el anclaje superior, lo que obliga un estudio detallado para evitar sobreesfuerzos locales en el concreto adyacente.

La carga de preesforzado resultante opera como un complemento a  $P_m$ , mejorando así la estabilidad al deslizamiento. Su momento positivo con respecto al pie de





**Figura 3.10** Estabilización y sobreelevación: preesforzado vertical.

presa actúa para incrementar la estabilidad al vuelco. Los esfuerzos de compresión generados internamente deben superponerse a los esfuerzos generados por otras cargas. *Nótese* que para la condición de embalse lleno, la superposición elimina cualquier esfuerzo de tensión aguas arriba, pero en las condiciones de embalse vacío pueden desarrollarse esfuerzos de tensión en el paramento aguas abajo debido al preesforzado.

El preesfuerzo de diseño,  $P_{ps}$  ( $\text{kN m}^{-1}$ ), debe satisfacer los modos de estabilidad más exigentes, es decir, al vuelco o al deslizamiento, teniendo en cuenta el respectivo factor de seguridad deseado. En general, la estabilidad al deslizamiento es el criterio más exigente.  $P_{ps}$  se determina al incluir un término de preesfuerzo separado junto con  $F_0$  y  $F_{SF}$  en las expresiones de estabilidad de las secciones 3.2.2 y 3.2.3 y al despejar  $P_{ps}$  en función de los factores de seguridad para estabilidad especificados. Para el vuelco [ $F_0$ , a partir de la ecuación (3.19)],

$$P_{ps} = \frac{F_0(\sum M_{-vos}) - (\sum M_{+vos})}{y_2} \quad (\text{kN m}^{-1}) \quad (3.40)$$

donde  $y_2$  es el brazo del momento de  $P_{ps}$  con respecto al pie de presa. Para el deslizamiento [ $F_{SF}$ , a partir de la ecuación (3.25)],

$$P_{ps} = \frac{(F_{SF} \sum H - cA_h)}{\tan \phi} - \sum V. \quad (3.41)$$

Se pueden deducir expresiones equivalentes de  $P_{ps}$  para el deslizamiento en función de  $F_{SS}$  o  $F_{LF}$ .

De ordinario, los tendones de preesforzado se localizan a 3-7 m entre centros a lo largo de la cresta. La carga de preesforzado requerida para cada uno,  $P_T$  (kN), es el múltiplo apropiado de  $P_{ps}$ . Un caso reciente de preesforzado, en la presa Mullardoch, se describe en Hinks *et al.* (1990).

El preesforzado también es un método estructuralmente eficiente y económico para elevar presas existentes. En su ausencia, debe colocarse concreto adicional tanto para engrosar como para elevar el perfil y así asegurar una estabilidad adecuada. A nivel técnico, el preesforzado es preferible y evita cuestionamientos sobre la compatibilidad y unidad estructural del concreto nuevo y el antiguo en un perfil engrosado.

### b. Espaldón de soporte aguas abajo

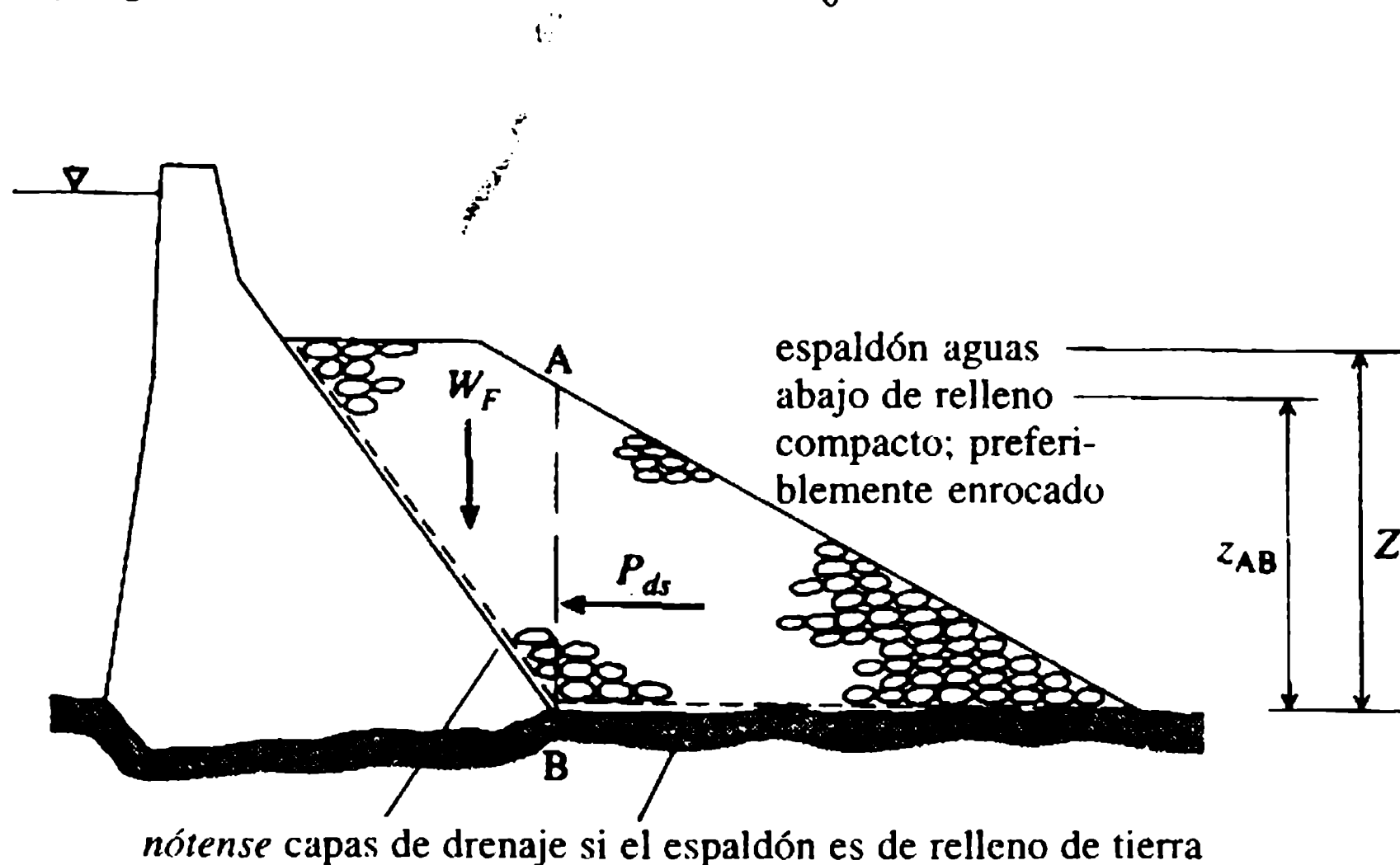
Como se muestra en la figura 3.11, se puede construir un espaldón de soporte, empleando relleno de tierra compactada o enrocado. El soporte se provee por la contribución positiva a la estabilidad del peso del relleno por encima del paramento aguas abajo,  $W_F$ . Una contribución adicional se debe a la presión horizontal 'en reposo',  $P_{ds}$ , generada en el plano AB.

$$W_F = \gamma(\text{área } A) \text{ (kN m}^{-1}\text{)} \quad (3.42)$$

y puede considerarse que actúa a través del centroide del perfil de relleno del área A por encima del pie de presa, y:

$$P_{ds} = K_0 \gamma z_{AB} Z \text{ (kN m}^{-1}\text{)} \quad (3.43)$$

donde  $K_0$  es el coeficiente de presión 'en reposo' y  $z_{AB}$  y  $Z$  se definen en la figura 3.11. Se considera que  $P_{ds}$  actúa a una altura  $z_{AB}/3$  por encima del plano base. En la tabla 3.10 se proporcionan valores usuales de  $K_0$ .



nótese capas de drenaje si el espaldón es de relleno de tierra

**Figura 3.11** Estabilización mediante la construcción de un espaldón de soporte aguas abajo.

**Tabla 3.10** Valores ilustrativos del coeficiente,  $K_0$ 

| <i>Relleno del espaldón</i> | <i>Coeficiente, <math>K_0</math></i> |
|-----------------------------|--------------------------------------|
| Enrocado compacto           | 0.30-0.60                            |
| Arena compacta              | 0.45-0.60                            |
| Arcilla compacta            | 1.00-1.50                            |
| Arcilla altamente compacta  | >1.50                                |

La selección de enrocado compacto para el espaldón de soporte ofrece ventaja con respecto al relleno de tierra, de un buen drenaje y taludes laterales más empinados. Otro material para la construcción del espaldón es el concreto pobre seco compacto CPSC (RDLC en inglés), que se introduce en la sección 3.7.2. La construcción de un espaldón de enrocado aguas abajo en la presa de Glendevon Alto se detalla en MacDonald, Kerr y Coats (1994).

### 3.3 Análisis de presas de contrafuertes

#### 3.3.1 GENERALIDADES

Las presas de contrafuertes se clasifican en dos grupos, los cuales se identificaron en la sección 1.4. Las presas de contrafuertes de cabeza de diamante o redonda representativas de la práctica moderna se ilustraron esquemáticamente en las figuras 1.4(b) y 1.4(c). La presa de contrafuerte con pantalla plana o Ambursen también se muestra en la figura 1.5(c), es más antigua y obsoleta. Por consiguiente, este último tipo no se considera más. Las principales ventajas de las presas de contrafuertes con respecto a las presas de gravedad son la obvia economía en el material y la gran reducción de la carga de empuje. La presa de contrafuerte también tiene una mejor habilidad para acomodarse a la deformación de la cimentación sin daños. A dichas ventajas se oponen los altos costos unitarios de los acabados (el costo total de una presa acabada por  $m^3$  de concreto) para las cantidades reducidas de concreto empleado, lo cual se atribuye sobre todo al costo del uso requerido de formaleas que es más extendido y con frecuencia 'no repetitivo'. Además se aumentan de manera considerable los esfuerzos que se transmiten en la cimentación de cada contrafuerte. Se observa entonces que la exigencia de la buena calidad de la cimentación es más rigurosa que para una presa de gravedad.

#### 3.3.2 ANÁLISIS Y DISEÑO DEL PERFIL DE CONTRAFUERTE

El análisis de una presa de contrafuerte, es similar en la práctica al de una presa de gravedad en cuanto se conduce en dos fases y las investigaciones sobre la estabilidad preceden la determinación de los esfuerzos dentro del perfil. La forma estructural de la presa de contrafuerte, detallada en el ejemplo 3.12, tiene dos consecuencias importantes con respecto a cargas primarias.

Primero, los empujes efectivamente se confinan dentro de la cabeza del contrafuerte, lo que genera la distribución del empuje modificada de la figura 3.12. Los drenes de alivio de presiones son, por tanto, necesarios sólo en casos excepcionales. Como consecuencia adicional de la forma, el componente vertical de la fuerza del agua,  $P_{wv}$ , sobre el paramento inclinado aguas arriba aumenta con respecto a cualquier perfil de gravedad. Por tanto, el concepto de estabilidad contra el vuelco no es ya válido.

En términos estructurales, la presa de contrafuerte se construye con una serie de 'unidades' independientes, compuestas de una cabeza y un soporte del contrafuerte, o alma. Cada unidad tiene una longitud medida a lo largo del eje de la presa entre 12-15 m. El análisis estructural se realiza, así, para la unidad como un todo. La estabilidad al deslizamiento de una unidad se investiga en términos de  $F_{ss}$ , factor de deslizamiento o, más usualmente,  $F_{sf}$ , factor de fricción de corte, de acuerdo con los principios de estos enfoques esbozados en la sección 3.2.3. Normalmente los valores mínimos de diseño para  $F_{ss}$  y  $F_{sf}$  son comparables con los requeridos en un perfil de gravedad.

El análisis de esfuerzos de una 'unidad' de contrafuerte es complejo y difícil. En la práctica moderna se emplea el análisis de los elementos finitos para determinar la forma óptima de la cabeza del contrafuerte de modo que evite concentraciones de esfuerzos indeseables en la unión con el alma. Si el alma tiene sus lados paralelos es posible realizar un análisis aproximado de la parte aguas abajo del alma del contrafuerte, utilizando el método de gravedad modificado. Sin embargo, los lados del alma del contrafuerte se inclinan, en general, hacia el nivel de la base, para incrementar el área de contacto y, por tanto, la resistencia al deslizamiento y moderar los esfuerzos de contacto sobre la cimentación.

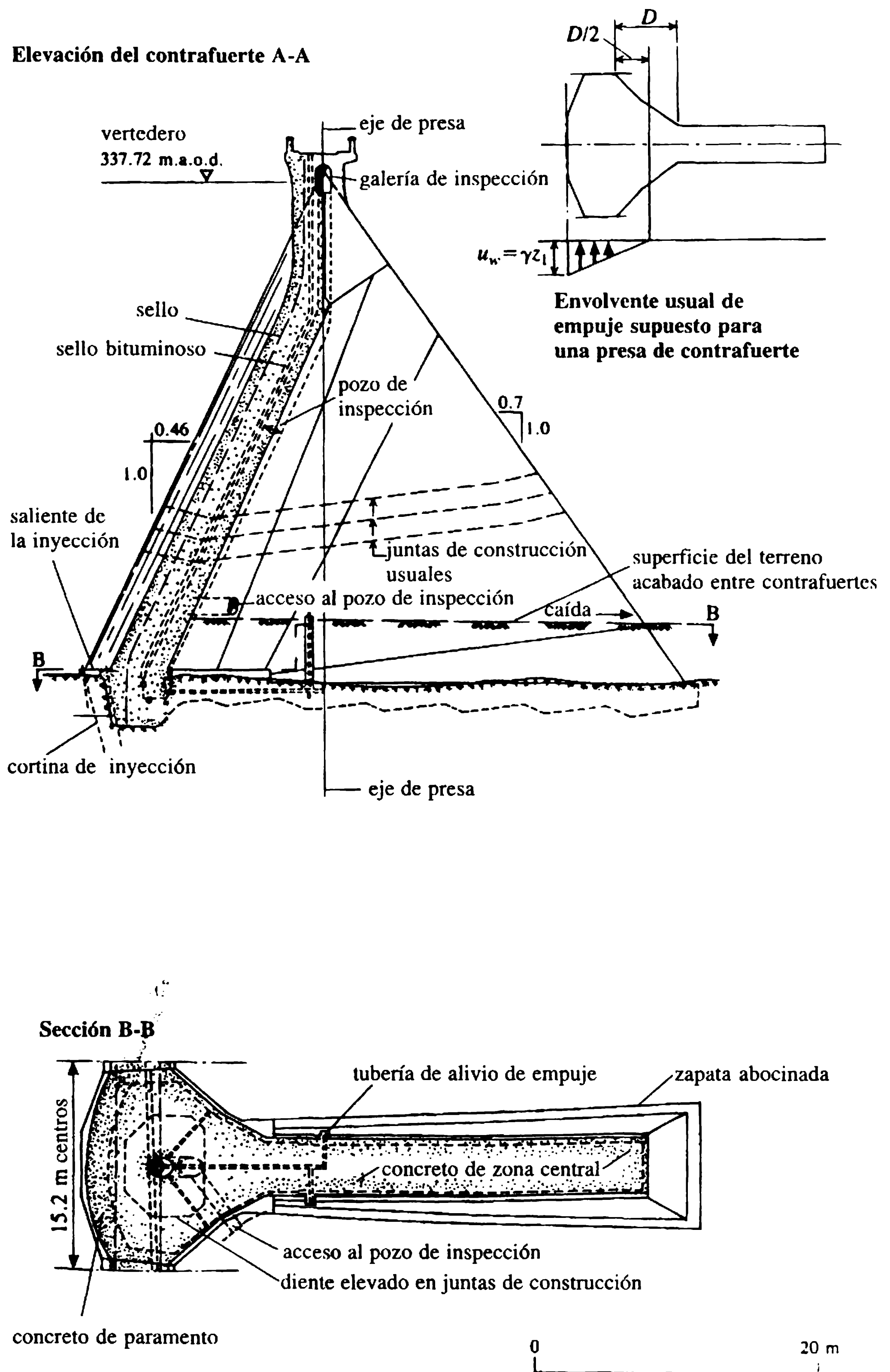
El diseño del perfil de una presa de contrafuerte no está sometido a las simplificaciones enumeradas en la sección 3.2.7. Se establece un perfil de ensayo con base en la experiencia previa, y la selección de una cabeza redonda o de diamante corresponde, en gran medida, al diseñador. Los detalles del perfil se modifican y refinan entonces de acuerdo con los análisis de esfuerzo inicial.

### 3.4.1 GENERALIDADES

La presa de arco de curvatura simple y su derivada natural, de arco con doble curvatura o bóveda con curvatura vertical y horizontal, se introdujeron en la sección 1.4 y en las figuras 1.4(d) y 1.4(e), respectivamente. La forma del valle y las condiciones de la roca que pueden favorecer la selección de una presa de arco sobre alternativas de una presa de gravedad o de enrocado se esbozaron en la sección 1.6.6 y en la tabla 1.7.

Las presas de arco y bóveda transfieren la mayor parte de la carga del agua a las laderas del valle y no al lecho. La integridad y estabilidad de los estribos son, por tanto, críticos, y la importancia de este punto no puede exagerarse. La deformación o fluencia del estribo en respuesta al empuje del arco produce una transferencia de carga y una redistribución del esfuerzo dentro de la concha de la presa y en el estribo

## 3.4 Análisis de presas de arco



**Figura 3.12** Presa de contrafuerte de Shira, Escocia.

**mismo.** En situaciones más extremas de fluencia significativa del estribo o de inestabilidad local, el sobreesfuerzo de la pared de la presa sobrevendrá y se producirá un colapso catastrófico.

Los conceptos de estabilidad al vuelco y al deslizamiento aplicables al análisis de presas de gravedad o de contrafuerte tienen poca relevancia en el arco o la bóveda. Un arco ejemplifica una forma estructural estable y, dado que se garantiza la integridad de los estribos que la soportan, sólo puede ocurrir la falla como resultado de sobreesfuerzos. El diseño de presas de arco está, en consecuencia, por tanto centrado principalmente en el análisis de esfuerzos y en la definición de una geometría del arco que evite concentraciones de esfuerzos de tensión locales y/o esfuerzos de compresión excesivos. Para lograr este objetivo es necesario a menudo, adoptar curvaturas y espesores variables entre la corona del arco y el estribo y también entre el nivel de la cresta y la base.

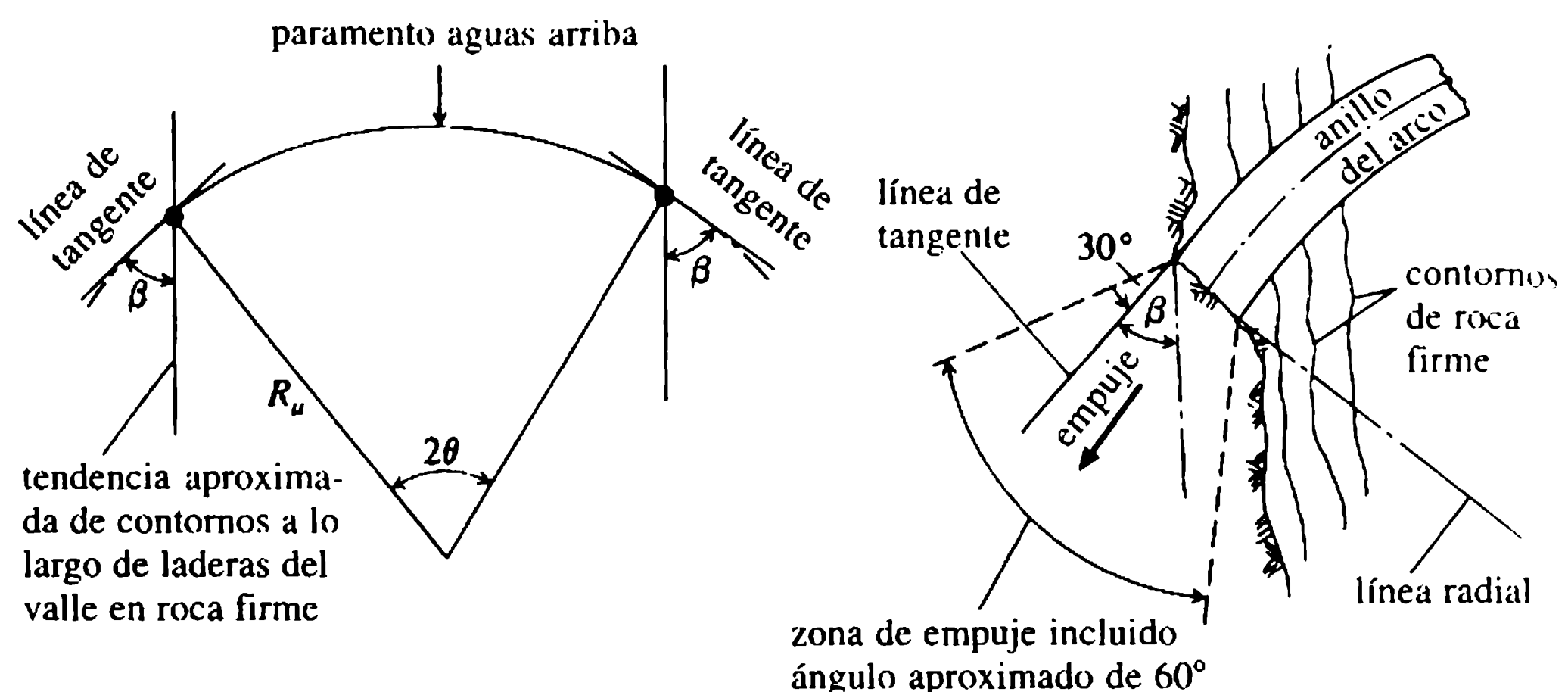
Las presas de arco y de bóveda ofrecen grandes economías en volumen de concreto. En el caso de una bóveda esbelta el ahorro en volumen puede exceder 80% del necesario en un perfil de gravedad equivalente. Asimismo se puede economizar en la excavación y preparación de la cimentación. Así como ocurre con las presas de contrafuerte (sección 3.3), la forma sofisticada de la bóveda hace que se incrementen bastante los costos unitarios finales. Por consiguiente en términos financieros, los potenciales ahorros globales pueden disminuirse significativamente. En el caso de un sitio complejo y de difícil geología, éstas pueden anularse por completo con los costos de estabilización asociados al requerimiento primordial de garantizar la integridad en los estribos para todas las condiciones.

La interacción estructural entre un arco o una bóveda cargados y sus estribos de soporte es en extremo compleja. Por ello, esta sección se limita a tratar el análisis elástico preliminar de conchas de arco de curvatura simple empleando la teoría clásica del anillo. Se han identificado técnicas avanzadas de modelación matemática necesarias para un análisis riguroso de arco, pero su tratamiento no es objeto de estudio de este texto; se recomienda consultar a USBR (1977) y Boggs, Jansen y Tarbox (1988). La aplicación de los métodos de modelación física a los análisis de arco se tratan en la sección 15.2.

### 3.4.2 GEOMETRÍA Y PERFIL DEL ARCO

El componente horizontal del empuje del arco debe transferirse al estribo con un ángulo seguro, es decir, uno que no promueva la fluencia o inestabilidad del estribo. En cualquier elevación, el empuje del arco puede considerarse que entra al estribo, como se muestra en la figura 3.13. El empuje horizontal es entonces adoptado para distribuirlo entre la roca con un ángulo incluido de  $60^\circ$  como se indica. Al distribuir a través del estribo el empuje, no debe alinearse muy cerca de los contornos de roca sólida del valle o de cualquier discontinuidad mayor que pueda contribuir a la inestabilidad del estribo. En términos generales, este hecho sugiere un ángulo de entrada al estribo,  $\beta$  (figura 3.13), entre  $45^\circ$  y  $70^\circ$ . Es evidente que el radio del arco horizontal y, por tanto, los esfuerzos en el arco y su volumen, serán funciones del





**Figura 3.13** Geometría del ángulo de entrada al estribo para presas de arco.

ángulo de entrada seleccionado. El valor óptimo de  $\beta$  se determina a partir de una evaluación cuidadosa de la estructura geológica y los parámetros de diseño asociados.

Los perfiles de arco y bóveda se basan en varias formas geométricas; las más importantes se presentan a continuación.

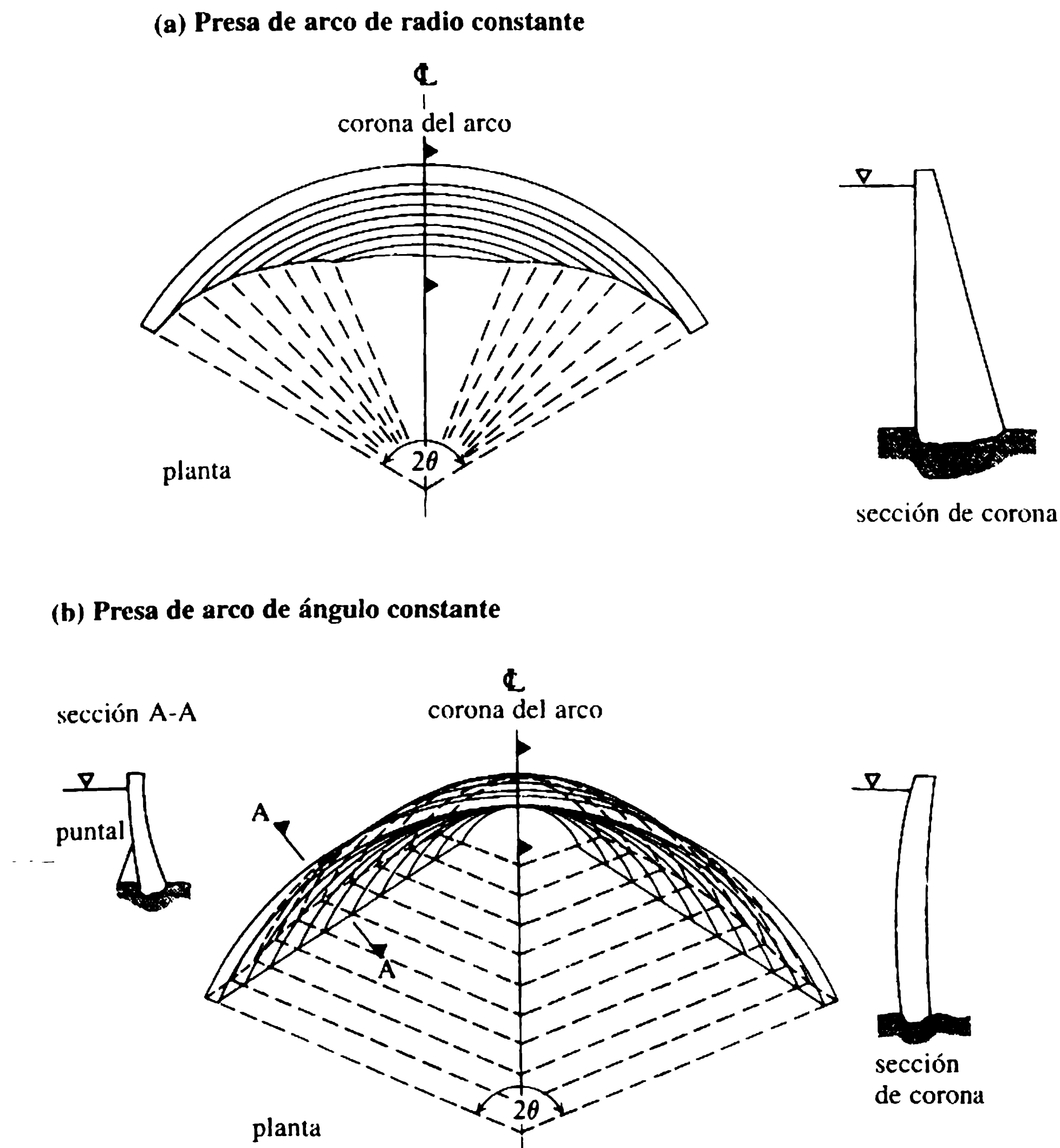
#### a. Perfil de radio constante

El perfil de radio constante tiene la geometría más simple; combina un paramento vertical aguas arriba de radio constante con una pendiente radial uniforme aguas abajo. El radio del paramento aguas abajo varía entonces con la elevación. El perfil se muestra a manera de esquema en la figura 3.14(a), es evidente que el ángulo central,  $2\theta$ , alcanza su máximo a nivel de la cresta. El perfil del radio constante no es el de volumen más económico, pero tiene la ventaja de la simplicidad analítica y de la construcción, además de ser apropiado en valles con forma de U relativamente simétricos.

En un valle simétrico, el volumen mínimo de una presa teóricamente ocurrirá para  $2\theta = 133^\circ$  en todas las elevaciones. Este valor no es posible si se considera el ángulo de entrada del estribo, y en la práctica el ángulo central a nivel de la cresta se limita en general a  $2\theta \approx 70^\circ$ - $110^\circ$ .

#### b. Perfil de ángulo constante

El concepto de perfil de ángulo constante es un desarrollo lógico del perfil de radio constante de volumen mínimo. La geometría de ángulo constante es más compleja; sin embargo, como se demuestra en la figura 3.14(b), induce a un voladizo aguas arriba considerable a medida que se llega a los estribos. El voladizo excesivo es indeseable, ya que la sección transversal local resultante puede ser inestable durante la construcción o en condiciones de embalse vacío. Para aliviar esto puede ser necesario introducir un puntal aguas arriba, como se indica en la figura, o modificar el ángulo central  $2\theta$ . Este perfil se ajusta mejor a valles angostos y relativamente simétricos con laderas pendientes y en forma de V.



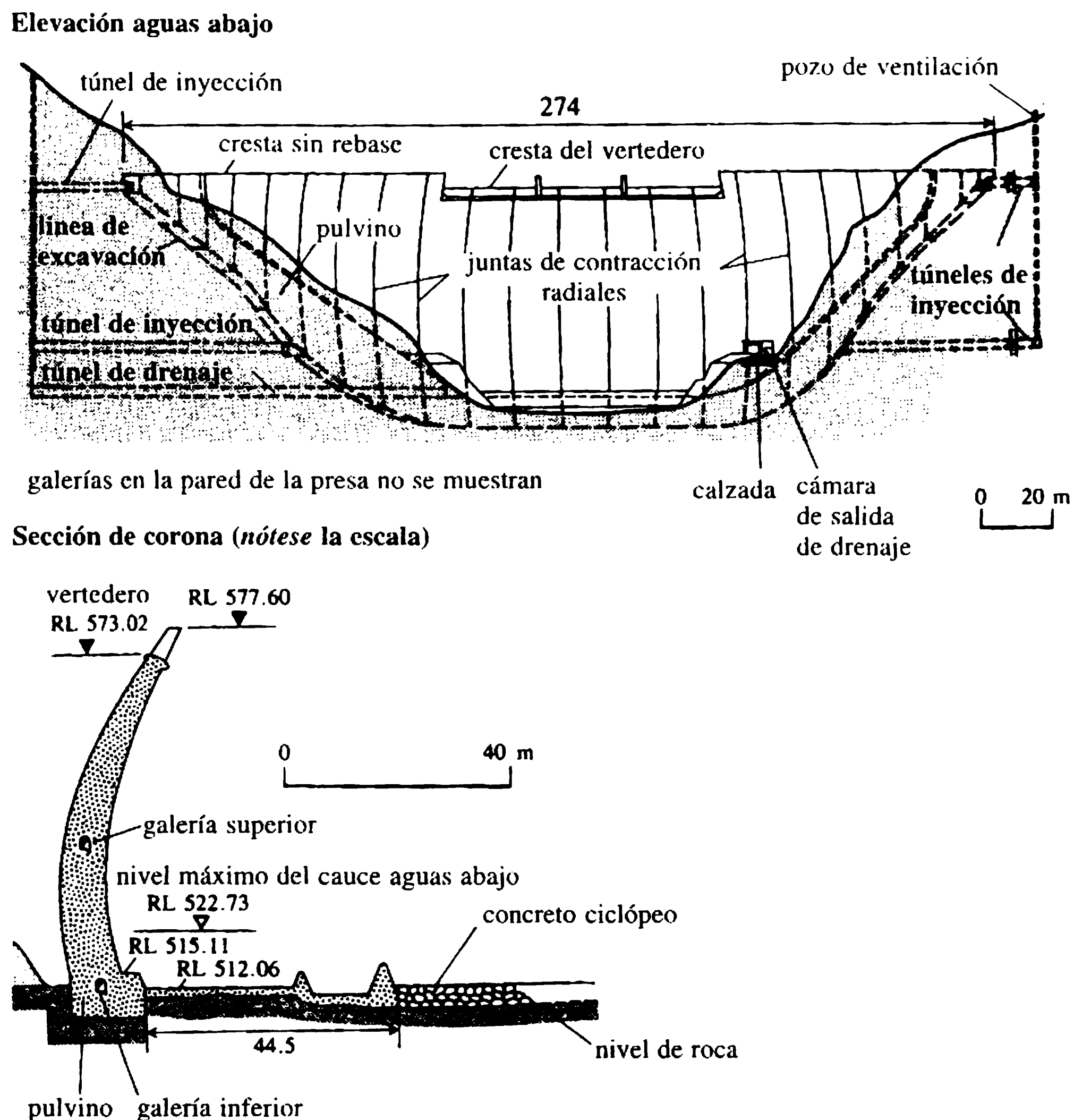
**Figura 3.14** Geometrías y perfiles de la presa de arco.

### c. Perfil de bóveda

La forma de bóveda de doble curvatura tiene una geometría y perfil particularmente complejos, con un radio que varía de manera constante en dirección horizontal y vertical en cada cara. En la figura 3.15 se presenta un ejemplo para demostrar la complejidad de la geometría. Es posible seleccionar una geometría de prueba para propósitos preliminares de diseño utilizando los monogramas que se presentan en Boggs (1975), y refinándolos cuando sea necesario mediante modelos matemáticos o físicos.

### 3.4.3 ANÁLISIS DE ESFUERZOS DE ARCO: TEORÍA DEL ANILLO ELÁSTICO

El análisis elástico basado en la aplicación de la clásica teoría del anillo es apropiado para un estudio inicial de presas de arco de curvatura simple de altura modesta. Por ello, este enfoque es apropiado para el análisis preliminar de perfiles de radio



**Figura 3.15** Presa de bóveda en Roode Elsberg, Sudáfrica.

constante. La geometría más compleja del perfil de ángulo constante hace mucho menos conveniente el análisis mediante este método. La teoría del anillo no es aplicable a perfiles de bóveda.

Las teorías del anillo consideran sólo la carga del agua; los esfuerzos debidos al peso propio se determinan en forma separada y se superponen si son importantes para el análisis. El empuje no se considera importante excepto en arcos gruesos y, por consiguiente, lo normal es ignorarlo. Para propósitos analíticos se considera que la presa está subdividida en elementos de arco horizontales discretos, de altura unitaria. Los anillos individuales se analizan con base en la teoría del anillo grueso o del anillo delgado, según se considere la más apropiada, y se determinan los esfuerzos de arco tangenciales horizontales.

#### a. Análisis de esfuerzo del anillo grueso

Los elementos de arco horizontales discretos se adoptan para formar parte de un anillo completo sujeto a una presión radial externa uniforme,  $p_w$ , debido a la carga

del agua. El esfuerzo horizontal de compresión del anillo,  $\sigma_h$ , para un radio  $R$  está dado por:

$$\sigma_h = \frac{p_w(R_u^2 + R_u^2 R_d^2 / R^2)}{R_u^2 - R_d^2} \quad (\text{MN m}^{-2}) \quad (3.44)$$

donde  $R_u$  y  $R_d$  son respectivamente los radios de los paramentos aguas arriba y aguas abajo del elemento de arco considerado.

El esfuerzo de anillo  $\sigma_h$  tiene un máximo en el paramento aguas abajo. El espesor del anillo  $T_r$ , igual a  $R_u - R_d$ , se supone uniforme para cualquier elevación. En consecuencia, la ecuación (3.44) puede describirse en función de  $\sigma_{h \text{ máx}}$ , con  $p_w = \gamma_w z_1$ , de modo que:

$$\sigma_{h \text{ máx}} = \frac{2\gamma_w z_1 R_u^2}{T_r(R_u + R_d)} \quad (\text{para } R = R_d) \quad (3.45)$$

## b. Análisis de esfuerzo del anillo delgado

Si el radio medio  $R_m$  es muy grande en comparación con  $T_r$ , se puede suponer que  $R_m = R_u = R_d$  y, en consecuencia, el esfuerzo  $\sigma_h$  a través del elemento del anillo es uniforme. La ecuación (3.45) se simplifica entonces a la expresión clásica del anillo delgado:

$$\sigma_h = \gamma_w z_1 R_u / T_r. \quad (3.46)$$

En los tramos superiores de una presa, las ecuaciones (3.44) y (3.46) coinciden bastante, y la diferencia disminuye a menos de 2% cuando  $R_u/T_r \geq 25$ .

Las dos variantes de la teoría del anillo son inexactas y tienen validez limitada debido a dos razones principales. La primera, el supuesto simplificador de que los anillos horizontales son independientes, discretos y que están libres de cualquier interacción mutua es evidentemente insostenible. La segunda, de igual manera es insostenible el supuesto de deformación radial uniforme implícito en la teoría del anillo elástico debido a las restricciones en los estribos, y también porque la luz del arco apenas se incrementará debido a la deformación elástica del estribo. A su vez, la deflexión del arco reducirá  $\sigma_h$  cerca de la corona y progresivamente incrementará  $\sigma_h$  a medida que se llega a los estribos.

En consecuencia, en teoría, el espesor del arco debe disminuir hacia la corona e incrementarse cerca de los estribos. En la práctica, es usual mantener un espesor uniforme para cualquier elevación en una presa de curvatura simple, y el esfuerzo tangencial máximo será, así, generado en cualquiera de los estribos.

Suponiendo que no hay fluencia de los estribos, el esfuerzo máximo en éstos se puede aproximar aplicando un factor de corrección,  $K_R$ . En términos de la teoría del anillo delgado, por consiguiente, en el estribo:

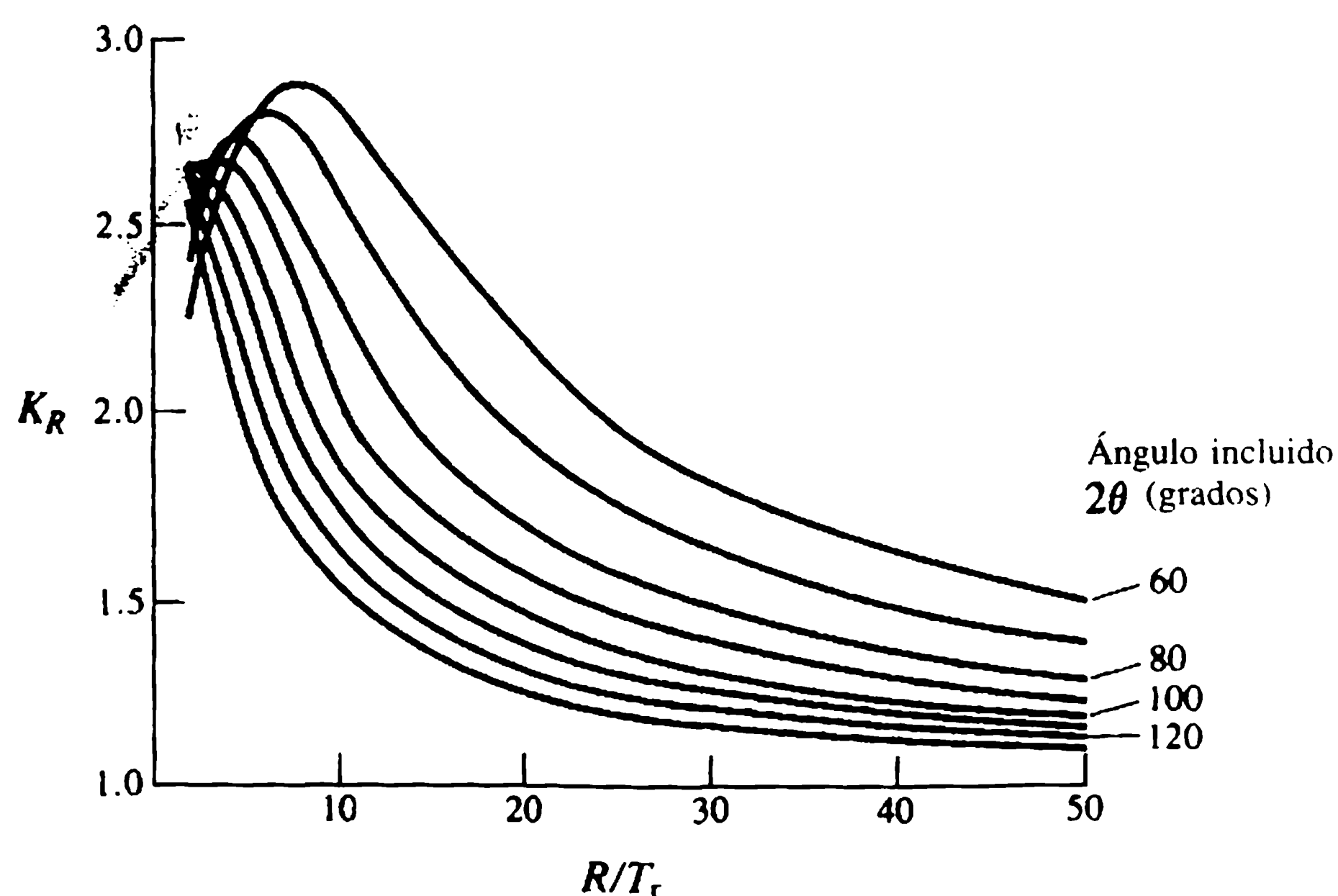
$$\sigma_h = K_R \gamma_w z_1 R_u / T_r. \quad (3.47)$$

El factor  $K_R$  es función de  $2\theta$  y de la razón  $R_u/T_r$ ; las curvas de  $K_R$  se presentan en la figura 3.16. Nótese que  $K_R \rightarrow 1.0$  para valores altos de  $2\theta$ , es decir, la solución tiende a la teoría pura del anillo delgado.

#### 3.4.4 ANÁLISIS AVANZADO DE ARCO

Se han examinado las deficiencias del análisis del anillo elástico. El pronto reconocimiento de la importancia de las interacciones arco-voladizo y arco-estribo, condujeron al desarrollo del ACP (análisis de la carga de prueba). Los principios subyacentes en el ACP en el contexto de una presa de arco o de bóveda deflexión en los nodos, se esbozaron esencialmente en la sección 3.2.8 para la presa de gravedad.

Los elementos finitos, que también se introdujeron en la sección 3.2.8, se aplican extensivamente al diseño de presas de arco. Un esfuerzo considerable se ha hecho para desarrollar programas computarizados apropiados, y la forma tridimensional más refinada de los elementos finitos (AEF) es en la actualidad el enfoque de diseño más poderoso, confiable y probado. Sin embargo, es un método analítico muy especializado que requiere mucha experiencia para su aplicación, siendo también sensible a la calidad de la información de entrada. Sus resultados, a pesar de ser matemáticamente correctos, deben interpretarse con mucho cuidado. Se hace referencia a Clough y Zienkiewicz (1978) o USCOLD (1985) para información adicional.



**Figura 3.16** Factor de corrección del esfuerzo en el estribo de una presa de arco  $K_R$ .

### 3.5.1 INTRODUCCIÓN

## 3.5 Detalles de diseño y construcción

**Todos** los análisis se fundamentan en un grado mayor o menor de supuestos acerca del régimen de carga, respuesta del material, mecanismos estructurales, etc. La aplicación de los métodos analíticos que se introdujeron en las secciones precedentes, representa únicamente la fase inicial del proceso de diseño. La segunda fase consiste en asegurar, mediante un diseño detallado, que los supuestos hechos en el análisis se cumplan en la mayor medida y que correspondan a una construcción rápida y económica.

Ciertos detalles de diseño importantes reflejan el criterio del ingeniero para resolver problemas de cargas, por ejemplo los sistemas de drenaje para aliviar el empuje. Otros detalles se deben a las características de la masa de concreto, como se analizó en la sección 3.6, o a la presión de racionalizar y simplificar para minimizar costos. El buen diseño detallado no necesariamente es un asunto racional y formalizado. En muchos casos es la aplicación de principios empíricos basados en experiencias previas y satisfactorias. Thomas (1976) trata aspectos de diseño detallado con profundidad considerable con la ayuda de una amplia selección de ejemplos ilustrativos tomados de la práctica internacional.

Los detalles de diseño se dividen en tres categorías principales: aquellos que se relacionan con el control de la infiltración externa o interna; aquellos que acomodan la deformación o desplazamiento relativo; y los que contribuyen a la continuidad estructural, es decir, los mecanismos de transferencia de carga. Una cuarta categoría posible puede formarse con aquellos detalles que simplifican o facilitan la construcción. Los detalles más importantes se introducen en las secciones siguientes.

### 3.5.2 RASTRILLOS E INYECCIONES EN LA CIMENTACIÓN

En las presas de concreto modernas, los rastrillos se forman invariablemente mediante inyecciones. El diente de una zanja poco profunda construido bajo el talón de algunas presas contribuye muy poco al control de la infiltración. Las inyecciones bajo las presas de concreto se organizan en dos categorías, como se muestra en la figura 3.17.

1. *Inyecciones de cortina.* El propósito de las inyecciones de cortina es formar un rastrillo parcial para limitar la infiltración y, en teoría, modificar el régimen de presiones aguas abajo. La pantalla o cortina de inyección primaria se forma perforando una serie regular de agujeros, a intervalos usuales de 2-3 m, desde una plataforma angosta que se extiende aguas arriba a partir del talón inyectando una lechada, generalmente basada en cemento, bajo presión. A menudo, la profundidad de la cortina es comparable con la altura de la presa y se extiende más allá de los estribos si se requiere. Si es necesario, se pueden hacer inyecciones adicionales mediante perforaciones intermedias o adicionales secundarias.



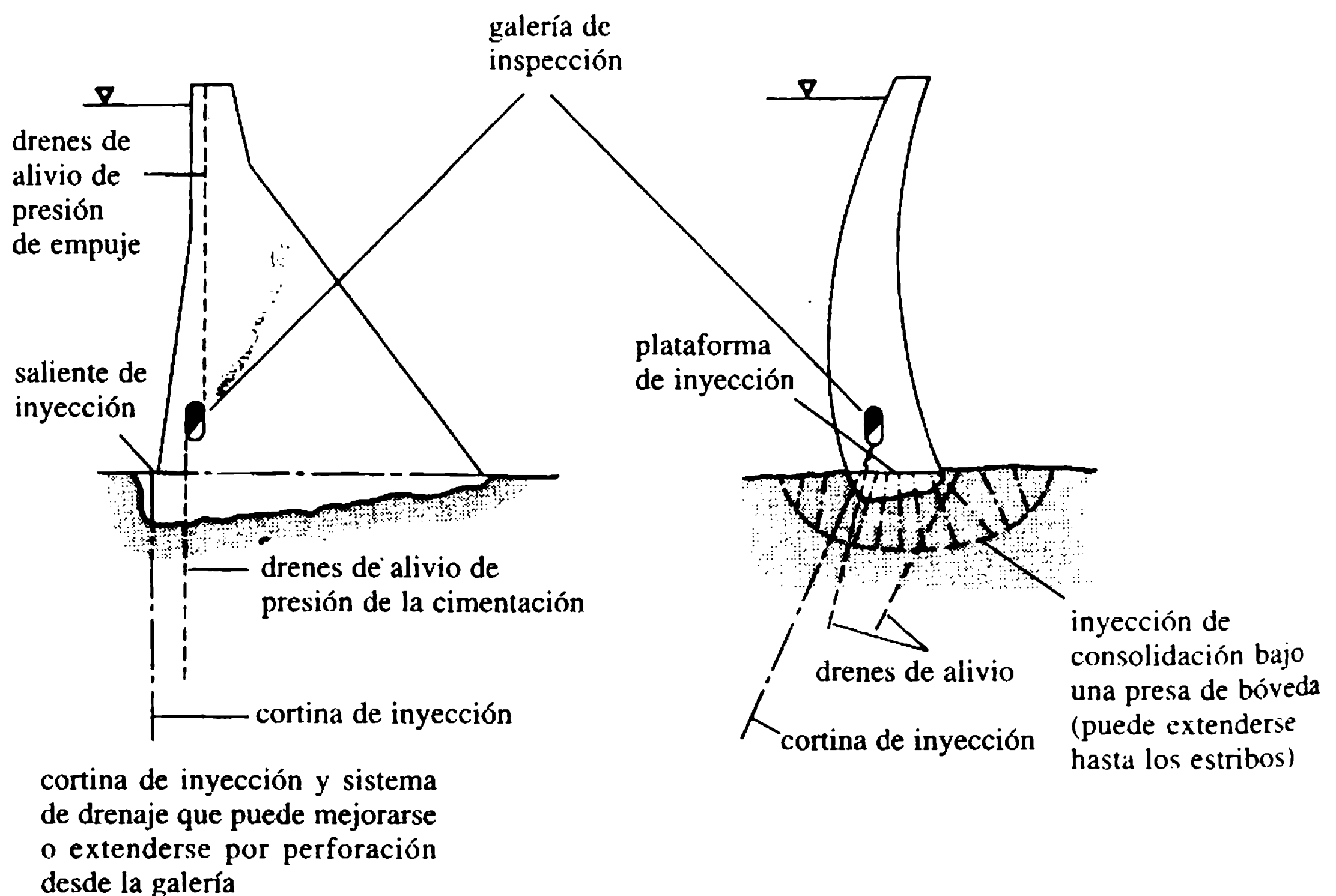
2. *Inyecciones de consolidación.* El propósito principal de las inyecciones de consolidación es darle rigidez y consolidar la roca en la crítica e inmediata zona de contacto bajo la presa. También ayudan a reducir la infiltración en la zona de contacto, donde la roca puede estar más fisurada o meteorizada que a profundidades mayores. Se debe tener cuidado en las presiones de inyección de la lechada utilizadas para evitar la ruptura, fraccionamiento y abertura de grietas horizontales.

Ejemplos prácticos de inyecciones se analizan en Thomas (1976) y Bruce y George (1982).

### 3.5.3 DRENES DE ALIVIO DE EMPUJE

El alivio del empuje en las cimentaciones se efectúa mediante una línea de agujeros para drenaje localizados aguas abajo de la cortina de inyección (figura 3.17). Los agujeros tienen un diámetro usual entre 75-100 mm y están espaciados 3-5 m entre sus centros; se perforan a partir de la galería de inspección (ver más adelante).

El empuje dentro de la presa se alivia por medio de agujeros que se extienden a lo largo de la altura completa de la estructura y están localizados cerca del paramento aguas arriba. Deben tener por lo menos 200 mm de diámetro para inhibir el bloqueo por el lixiviado de depósitos calcáreos; están espaciados cerca de 3 m entre sus



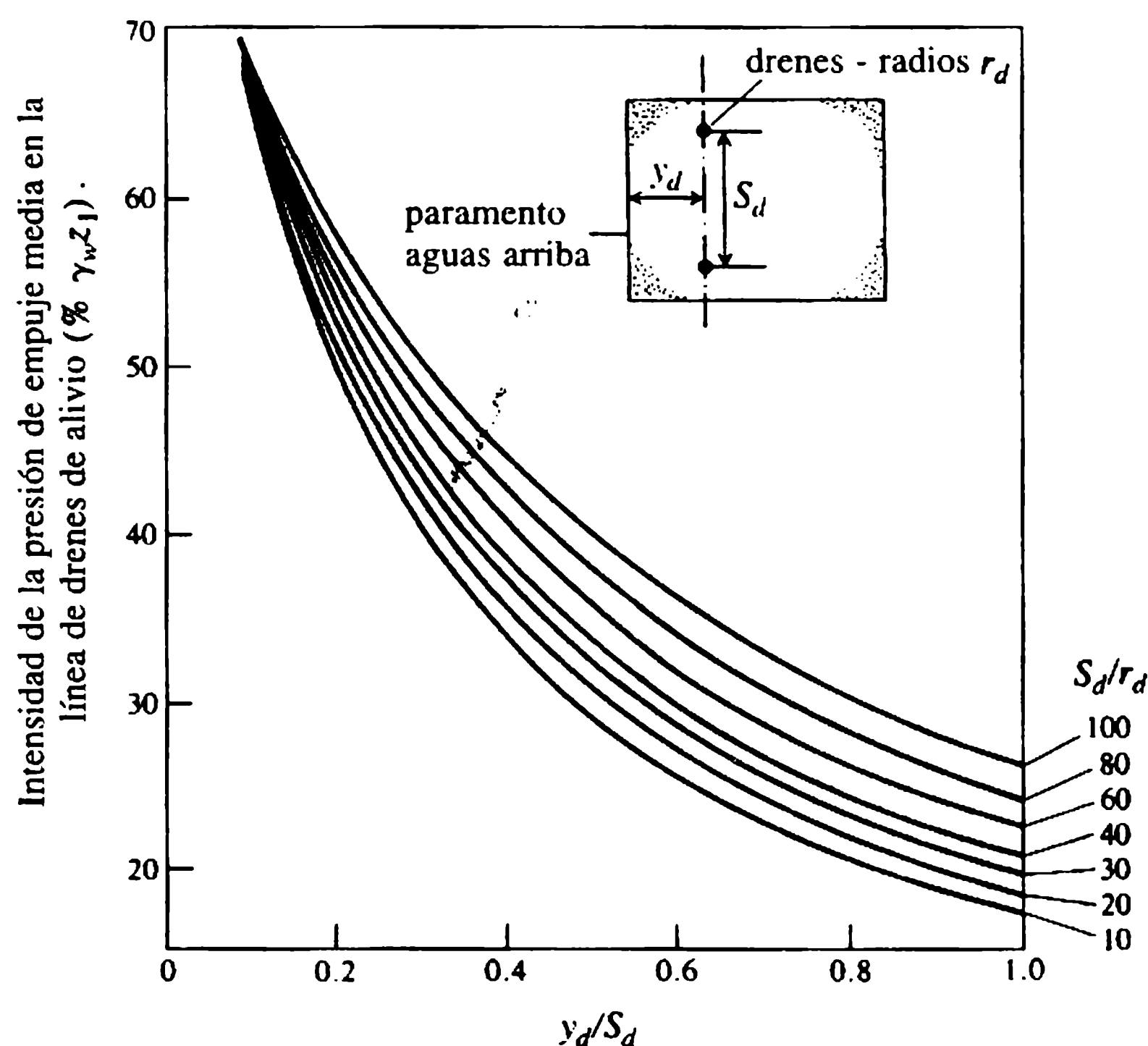
**Figura 3.17** Inyecciones y sistemas de drenaje de alivio de presiones.

centros, y conducen a un canal de drenaje en la solera de la galería. Es importante diseñar el sistema de alivio para que los drenes puedan ser escariados o perforarse de nuevo en caso de taponamiento.

La eficiencia del drenaje de alivio es función de su geometría, es decir, diámetro, espaciamiento y distancia al paramento aguas arriba. Una estimación comparativa de la eficiencia para diferentes configuraciones de drenaje se puede obtener de la figura 3.18 (Moffat, 1984).

### 3.5.4 DETALLES DE DISEÑO INTERNOS

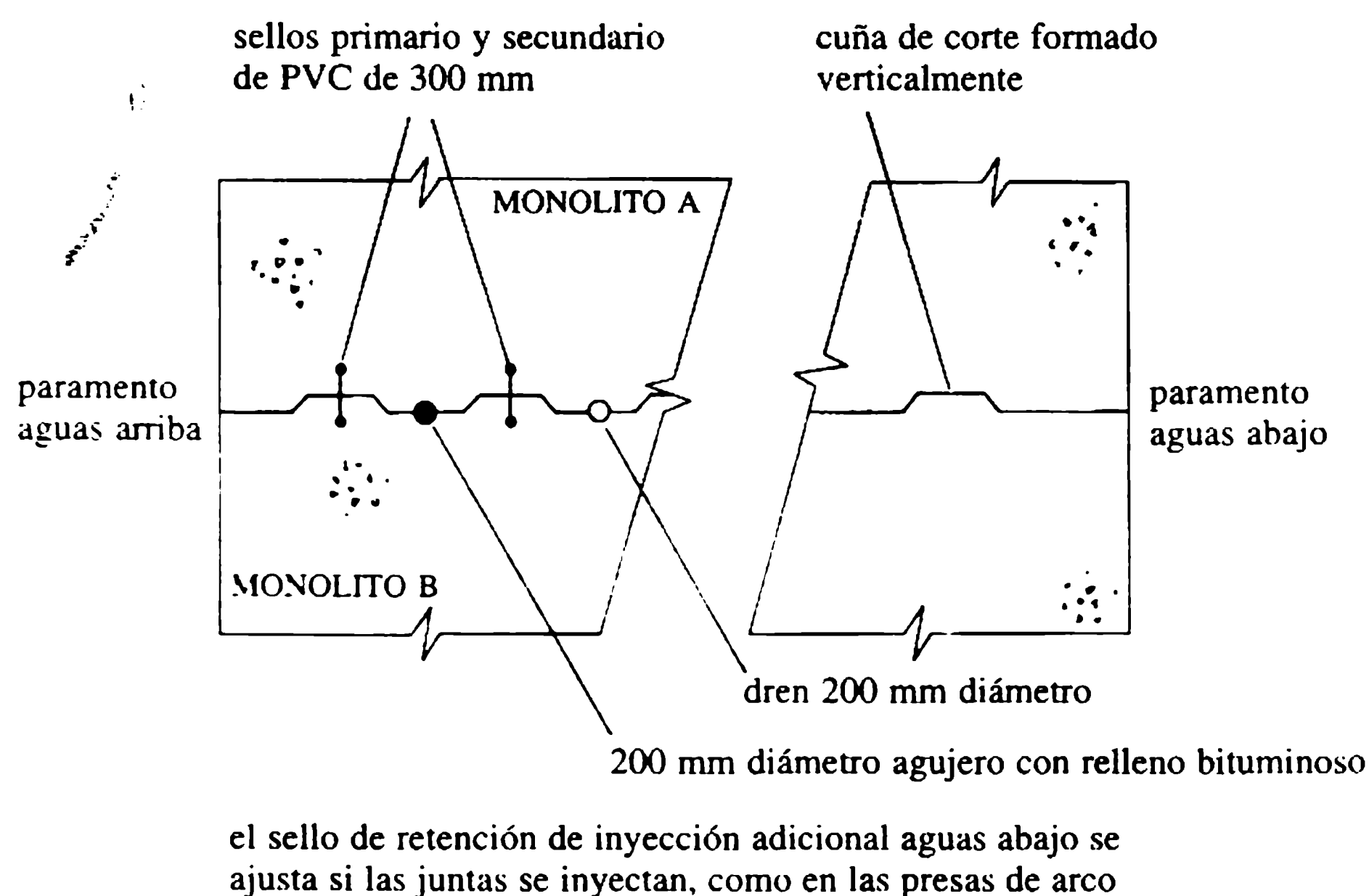
1. *Galerías de inspección.* Una galería de inspección de bajo nivel es necesaria para recolectar el caudal de infiltración de los drenes de alivio de empuje. La galería también sirve para dar acceso a los instrumentos (sección 7.2), a las válvulas de descarga internas y a las tuberías. Las galerías no deben tener secciones menores de  $2.0 \text{ m} \times 1.2 \text{ m}$ , y deben tener medidas adecuadas para el acceso, ventilación e iluminación. Las presas más grandes deben incluir asimismo una o más galerías a niveles más altos, interconectadas por pozos verticales.
2. *Juntas de contracción transversal (juntas entre bloques).* Las juntas de contracción vertical se construyen a intervalos regulares de 12-15 m a lo largo del eje de la presa. Las juntas son necesarias debido a la contracción y a las características térmicas del concreto macizo (sección 3.6). Permiten deslizamientos diferen-



**Figura 3.18** Influencia de la configuración de los drenes de alivio sobre la intensidad de la presión del empuje interno medio (Moffat, 1984).

ciales menores entre bloques adyacentes y en su ausencia se desarrollan grandes grietas transversales. Para controlar la infiltración a lo largo del plano de la junta se construye, cerca del paramento aguas arriba, una barrera contra agua similar a la del ejemplo de la figura 3.19.

3. *Juntas de construcción (juntas longitudinales)*. El vaciado individual del concreto dentro de cada monolito debe limitarse en volumen y altura para reducir la contracción y el agrietamiento después de la construcción. El vaciado del concreto, por tanto, debe restringirse mediante la construcción de juntas 'longitudinales' o de construcción casi horizontales. De ordinario, la distancia entre ellas se limita a 1.5-2.0 m. La superficie de la junta se construye, en general, con una caída escalonada o uniforme de 5-10% hacia el paramento aguas arriba para mejorar la resistencia al deslizamiento.
4. *Transferencia de carga y continuidad*. Aunque tradicionalmente las presas de gravedad se diseñan sobre la base de voladizos verticales libres e independientes, lo normal es proporcionar un grado de interacción de transferencia de carga entre bloques adyacentes. Esto se efectúa entrelazando unos dientes de corte verticales en el paramento de la junta de construcción (figura 3.19). En el caso de presas de arco y de bóveda es esencial proveer continuidad horizontal para desarrollar la acción de arco. Así, las juntas de construcción de estas presas, son inyectadas después de que la estructura se ha enfriado a su temperatura media más baja para asegurar una transferencia de carga efectiva y una acción de arco monolítica. También se han hecho inyecciones en las juntas de algunas presas de gravedad.
5. *Pulvino*. Un 'pulvino' de concreto perimetral pesado, o almohadilla, se construye a menudo entre la concha de una presa de bóveda y la roca de soporte (figura 3.15). Ayuda en la distribución de carga a los estribos y la cimentación. La concha puede estar separada del pulvino por una junta perimetral para evitar su fijación



**Figura 3.19** Junta de contracción transversal común y detalles de la cuña de corte.

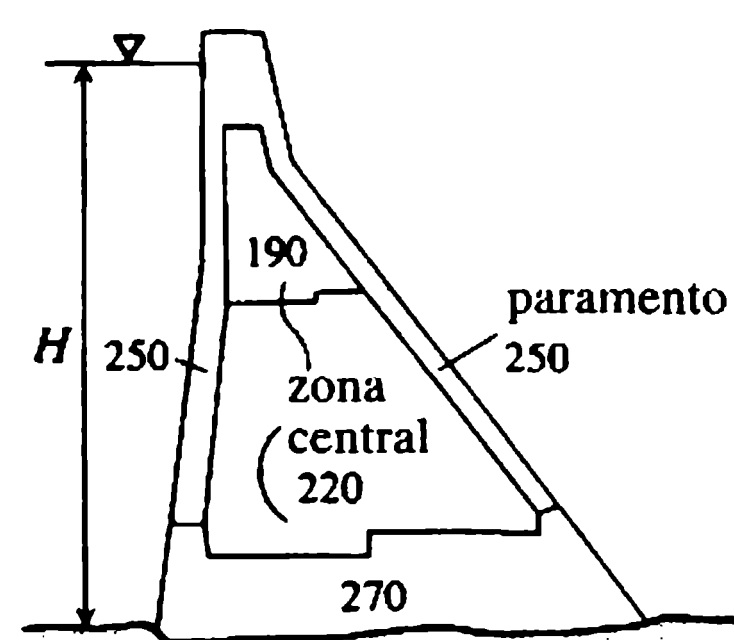
6. *Zonificación del concreto.* Una zona de concreto de revestimiento con alto contenido de cemento de 1-1.5 m de espesor se coloca con frecuencia en ambos paramentos. La mezcla de concreto más rica, que tiene en general aire arrastrado, se coloca para mejorar la durabilidad y, en el paramento del vertedero, la resistencia a los daños de cavitación y erosión. En las presas más grandes de gravedad, el concreto del interior o del corazón puede también zonificarse por razones económicas. El contenido de cemento, y por consiguiente la resistencia del concreto, se reduce gradualmente con el aumento en la elevación (figura 3.20).

### 3.5.5 PLANEACIÓN Y EJECUCIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN

La construcción eficiente y económica requiere una planeación completa de cada una de las fases principales, es decir, preparación de la cimentación, colocación del concreto, etc. También es necesario planear de antemano las operaciones simultáneas involucradas en cada una de las fases, como la excavación en la roca y las inyecciones en la cimentación, etc. Una planeación previa detallada de todas las actividades de la construcción debe, por tanto, comenzar mucho antes de la preparación del sitio, con objeto de asegurar la disponibilidad y utilización óptimas de todos los recursos, es decir, financieros, materiales, equipo y mano de obra, durante todo el periodo de construcción. Se debe anotar que los requerimientos están sujetos a picos y depresiones no simultáneos a medida que la construcción progresa.

La fase inicial, preparación del sitio, abarca la dotación de infraestructura del sitio. Incluye vías de acceso, oficinas y talleres, y equipos fijos. Alojamiento, almacenes y otras comodidades para la fuerza de trabajo también son necesarios en proyectos grandes o apartados.

Las preparaciones para la desviación de los ríos, la segunda fase, puede involucrar la excavación de un túnel de desviación a través del estribo de la presa. Como una alternativa, el río puede desviarse por una brecha temporal formada dejando un túnel de bajo nivel a través de un bloque o por la omisión de un monolito completo hasta la etapa final de cierre. Normalmente se requieren ataguías temporales para permitir la construcción de obras de desviación y otras sobre el lecho del río.



valores son contenido de cemento ( $\text{kgm}^{-3}$ )

**Figura 3.20** Zonificación de concretos en presas altas ( $H > 100$  m).

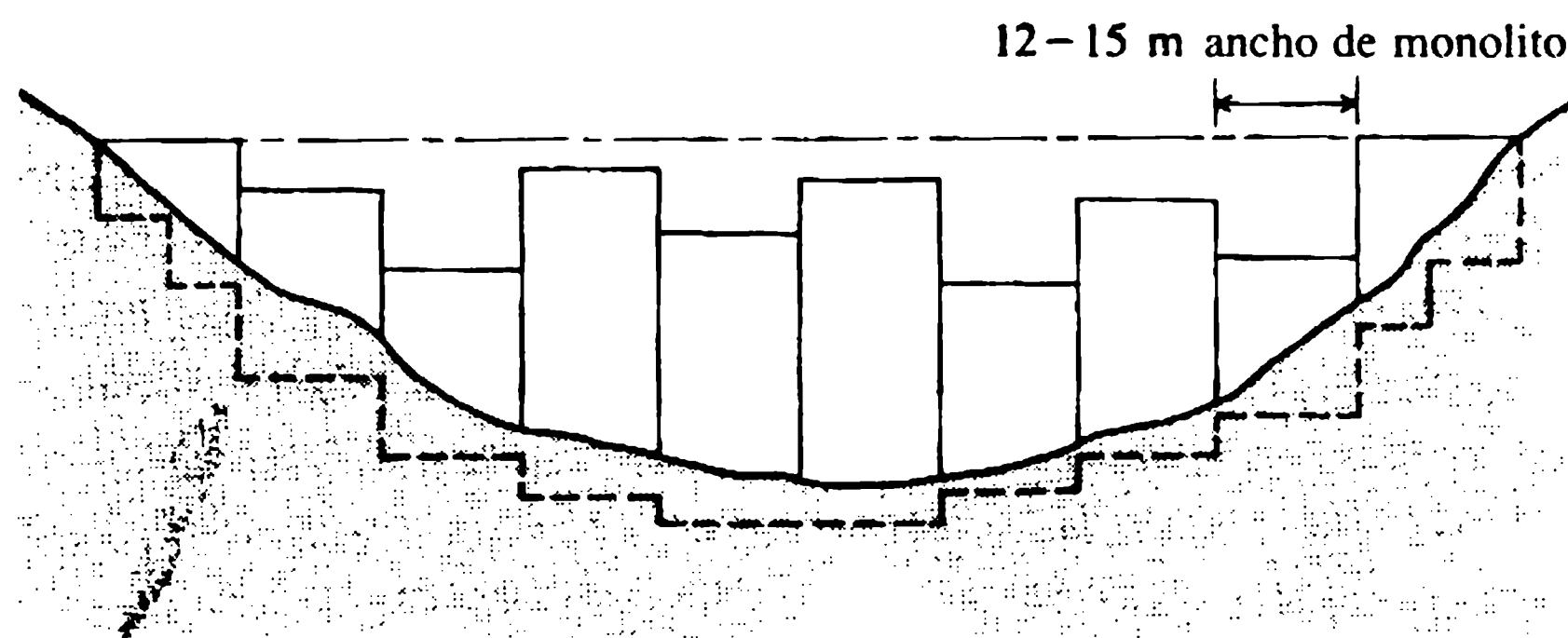
La excavación y preparación de la cimentación es la tercera fase. La excavación en roca debe ser la mínima necesaria para obtener una cimentación segura. El uso de explosivos debe ser controlado cuidadosamente para evitar el agrietamiento de la roca sana. La superficie de la roca terminada debe ser irregular, sana y limpia. Lo normal es proporcionar un desnivel hacia el talón, con pendiente entre 4-15% determinada por las características de la roca.

Las operaciones de construcción de la cuarta fase requieren planificación y control particularmente cuidadosos. Cada monolito se levanta utilizando, sea la forma de 'bloque alternado' o el principio de 'ranura de contracción', como se ilustra en la figura 3.21. En cualquiera de los métodos, el objetivo es maximizar la contracción antes de vaciar los bloques de concreto adyacentes.

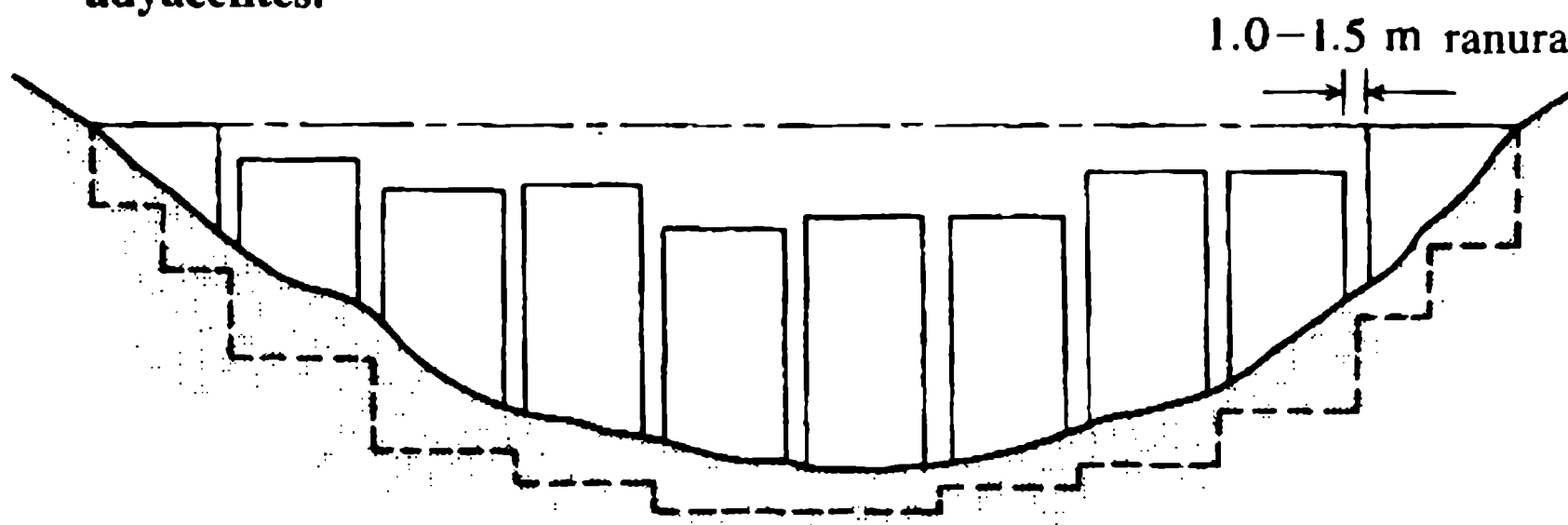
La secuencia de eventos dentro de cada uno de los vaciados de concreto es: erección de la formaleta, preparación de la superficie y vaciado del concreto, con compactación por vibración. Luego pasa un periodo de tiempo antes de que la formaleta pueda retirarse y un periodo adicional para que ocurra la contracción inicial, para después repetir el ciclo. Aspectos que compliquen o retrasen el ciclo innecesariamente, son costosos y deben restringirse al mínimo. El curado del vaciado completo es afectado por la humedad de curado y/o por compuestos de la membrana del curado.

La fase final de la ejecución del proyecto involucra el acabado de cualquier estructura complementaria, compuertas, etc. Se concluye con un primer llenado controlado y cuidadosamente vigilado (ver capítulo 7).

- (a) Construcción en bloque alternado: vaciados adyacentes se desfasan para acomodar la contracción - tiempo de retardo aprox. 30-60 días.



- (b) Construcción con brechas o ranuras de contracción: las brechas se llenan de concreto aprox. 30-60 días después de que se completan los bloques adyacentes.



**Figura 3.21** Procedimientos alternativos de construcción de monolitos.

### 3.6.1 GENERALIDADES

## 3.6 Concreto para presas

**El concreto** es un material de construcción superficialmente inerte pero de complejidad química y física. Sus ventajas están en la adaptabilidad, el uso de recursos minerales de fácil disponibilidad y, sobre todo, su costo global bajo.

El concreto macizo en presas no está sujeto a esfuerzos de compresión comparables con los que se desarrollan en la mayoría de las otras estructuras. El volumen de concreto dentro de una presa es relativamente grande, por tanto, requiere grandes tasas de vaciado y colocación. Otras propiedades, por consiguiente, equiparan la resistencia como índices de calidad y pertinencia. En consecuencia, las características deseables para utilizar concreto en presas, pueden resumirse de la siguiente manera: (a) densidad y resistencia satisfactorias; (b) durabilidad; (c) bajo cambio térmico del volumen; (d) resistencia al agrietamiento; (e) permeabilidad baja; (f) economía. Las características enumeradas están todas interrelacionadas en mayor o menor grado. Por ejemplo, la resistencia, impermeabilidad y durabilidad están íntimamente ligadas con una mezcla de concreto densa y bien proporcionada. Relaciones no tan evidentes pueden también establecerse para otros casos, como entre la estabilidad del volumen y la resistencia al agrietamiento.

La tecnología del concreto es una disciplina amplia con una literatura extensa. Para una introducción general, pero completa del tema, se recomienda a Neville y Brooks (1987). La cobertura que se le brinda en esta sección es breve y está limitada a esquematizar los elementos de la tecnología del concreto de relevancia directa en la construcción de presas. Puede complementarse con el tratamiento especializado del concreto dado en ACI (1970) y en la revisión de Jansen (1988).

El desarrollo de concretos compactados con rodillo CCR (RCC en inglés) y las perspectivas que ofrecen para la construcción continua y económica se introducen de manera separada en la sección 3.7.

### 3.6.2 MATERIALES CONSTITUTIVOS

Los constitutivos principales del concreto son cemento, agregado mineral y agua. Los constitutivos secundarios que se emplean en el concreto para presas incluyen puzolanas y otros aditivos selectos.

1. **Cementos.** La hidratación de los cementos Portland ordinarios sin modificación (equivalentes al tipo I de la ASTM) es fuertemente exotérmica. La elevación de la temperatura resultante y la ganancia de calor en grandes vaciados es inaceptable por los problemas consecuentes de contracción, disipación de calor y agrietamiento. Por tanto, es preferible emplear un cemento de bajo calor (tipo IV de la ASTM) o cemento Portland ordinario modificado (tipo II de la ASTM) si está disponible. Los problemas térmicos pueden aliviarse utilizando mezclas de puzolanas y cemento Portland (tipo 1P de la ASTM). En ausencia de cementos especiales, el remplazo parcial con ceniza combustible pulverizada, CCP (PFA en inglés) y/o enfriamiento también son efectivos para detener el incremento de calor. (La ceniza combustible pulverizada para concreto es un subproducto pro-



- cesado y con la calidad asegurada de las estaciones de las plantas carboeléctricas).
2. *Agregados*. La función de los agregados gruesos y finos es actuar como relleno inerte y económico en la mezcla de concreto. El tamaño máximo de un agregado, TMA (MSA en inglés), de 75-100 mm se considera óptimo, y es preferible utilizar gravillas naturales redondeadas o irregulares que agregados de roca triturada. De igual manera, en el intervalo de los agregados finos, es decir,  $<4.67$  mm de tamaño, las arenas naturales son preferibles a los finos triturados. Los agregados también deben estar limpios y libres de meteorización superficial o impurezas. Las características petrográficas, térmicas y de humedad deben ser compatibles con la pasta de cemento hidratada. Una distribución granulométrica bien gradada y suave de los agregados combinados asegurará una densidad de empacamiento máxima para la mezcla compactada de concreto.
  3. *Agua*. El agua para usar en el concreto debe estar libre de contaminación química indeseable, incluyendo contaminantes orgánicos. Como estándar general se plantea que el agua debe ser apropiada para el consumo humano.
  4. *Puzolanas*. Son sustancias de silicio y aluminio que reaccionan químicamente con el hidróxido de calcio del cemento para formar compuestos cementantes adicionales. La CCP, puzolana artificial, de uso casi universal, es empleada como remplazo parcial (25-50%) del cemento, si está disponible. La introducción de CCP reduce el calor total de hidratación y retrasa la tasa de aumento de resistencia del concreto hasta una edad de 90-100 días. En general, la resistencia a largo plazo se aumenta levemente y ciertos aspectos de durabilidad pueden mejorarse, aunque es necesario un control de calidad estricto de dicha puzolana. El uso de CCP también ayuda a reducir en parte los costos globales de concreto.
  5. *Aditivos*. Los aditivos de uso más común son los agentes de entrapamiento de aire (AEA). Se emplean para generar entre 2-6% del volumen en diminutas burbujas de aire que mejoran significativamente la durabilidad del concreto al congelamiento y al deshielo a largo plazo. También reducen los requerimientos de agua de concreto fresco y mejoran las características de manejabilidad. Los aditivos reductores de agua se utilizan algunas veces para disminuir el requerimiento de agua, de ordinario en un 7-9%. También son efectivas para retrasar el tiempo del fraguado en condiciones de temperaturas ambiente altas.

### 3.6.3 PARÁMETROS DE LA MEZCLA DE CONCRETO

Los parámetros principalmente responsables del control de las propiedades de los concretos manufacturados para agregados y cementos específicos son los siguientes: contenido del cemento,  $C$  ( $\text{kg m}^{-3}$ ); contenido de agua  $W$  ( $\text{kg m}^{-3}$ ); relación agua:cemento (en peso). Pueden haber influencias adicionales por la adición de CCP y/o el uso de otros aditivos como AEA y aditivos reductores de agua, ARA (WRA en inglés).

Las características principales deseables de densidad, resistencia y durabilidad e impermeabilidad son influenciadas favorablemente por el incremento del contenido de cemento y/o reducción de la relación agua-cemento. Las características térmicas y la estabilidad del volumen, por otra parte, mejoran restringiendo el contenido de cemento de la mezcla. De igual manera, se logra mayor economía minimizando el contenido del cemento. Por tanto, debe buscarse un balance entre los límites superiores e inferiores para cada parámetro, impuestos por requerimientos contradictorios.

Las consideraciones dominantes al seleccionar una mezcla de concreto apropiada son el control de las características térmicas y el costo mínimo compatible con la resistencia y durabilidad adecuadas.

Las propiedades *in situ* del concreto maduro dependen del hecho de alcanzar la densidad máxima mediante una compactación efectiva. La habilidad para lograrlo está controlada en gran parte por las características físicas del concreto fresco, en especial su cohesión y manejabilidad, lo cual se relaciona también con las proporciones de la mezcla, principalmente en términos de los contenidos de agua, cemento y finos.

Las proporciones satisfactorias de la mezcla dependen del balance de requerimientos en conflicto. El intervalo de variación de los principales parámetros está, en la práctica, sujeto a restricciones severas.

En la tabla 3.11 se presentan proporciones y propiedades de las mezclas más comunes. Se debe anotar, que la resistencia a la compresión para edades mayores a 90-180 días son las importantes, y no las resistencias a etapas más tempranas.

**Tabla 3.11** Características del concreto para presas

| Características  | Mezcla de concreto  |               |
|--|---|---------------|
|  | Zona central  | Recubrimiento |
| Cemento (C) + CCP (F) (kg m <sup>-3</sup> )  | 150-230   | 250-320       |
| F/(C + F)(%)   | 20-35   | 0-25          |
| Agua: (C+F) razón  | 0.50-0.70   | 0.45-0.65     |
| Resistencia a la compresión<br>a los 90 días, $\sigma_c$ (MN m <sup>-2</sup> )     | 18-30   | 25-40         |
| Resistencia a la tensión<br>Resistencia a la compresión ( $\sigma_t/\sigma_c$ )    | <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <span>0.10-0.15</span> <span>0.07-0.10</span> </div> |               |
| Peso específico, $\gamma_c$ (kN m <sup>-3</sup> )                                  | 23-25   |               |
| Módulo de elasticidad, $E$ (GN m <sup>-2</sup> )                                   | 30-45   |               |
| Razón de Poisson   | 0.15-0.22   |               |
| Contracción (% a 1 año)  | 0.02-0.05   |               |
| Coefficiente de expansión térmica ( $\times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ ) | 9-12  |               |

### 3.6.4 PRODUCCIÓN Y COLOCACIÓN DEL CONCRETO

En grandes proyectos se requieren altas tasas de producción, una edificación centralizada cuidadosamente planeada para el manejo de los materiales y una planta para la producción del concreto. La utilización eficiente de la planta se dificulta por las variaciones inevitables en los requerimientos, causadas por la necesidad de programar los vaciados de concreto de acuerdo con las agendas óptimas de construcción de los monolitos.

El transporte del concreto puede hacerse por cable transportador aéreo y vertido en un sitio compacto. En áreas extensas se prefiere utilizar camiones, y cada vez es mayor el interés en el uso de sistemas de bandas transportadoras en proyectos grandes.

Normalmente, los bloques de concreto se forman en por lo menos dos capas y se compactan con espetones vibradores. La eficiencia de costos y la efectividad en el proceso de compactación puede mejorarse en presas grandes con el uso de vibradores de inmersión montados sobre pequeños vehículos de orugas que se mueven sobre el concreto vertido.

La planeación de las operaciones en las cuales se utiliza el concreto es una tarea vital pero difícil. Detalles acerca de los métodos de planeación y producción, y las técnicas de colocación y compactación se encuentran en Thomas (1976) y Jansen (1988).

## 3.7 La presa de gravedad de concreto compactado con rodillo (CCR)

### 3.7.1 GENERALIDADES

La presa de gravedad de concreto comparte con las presas de relleno los atributos de un concepto simple y de adaptabilidad, pero los principios de construcción de concreto macizo permanecen, en esencia, como en la década de 1950. La inestabilidad de la masa de concreto debido a efectos térmicos impone limitaciones severas sobre el tamaño y tasa de vaciado del concreto, causando retrasos e interrupciones por la necesidad de proveer juntas de contracción y detalles de diseño similares. Las reducciones progresivas en el contenido de cemento y el remplazo parcial del cemento con CCP sólo han servido para disminuir el problema. La construcción de concreto macizo sigue siendo una operación semi-continua e intensiva en mano de obra con una productividad y eficiencia global bajas.

En algunas circunstancias, los méritos técnicos de las presas de gravedad y de relleno pueden balancearse, recayendo la selección sólo en el costo de construcción estimado. Las ventajas económicas favorecerán de forma casi invariable las presas de relleno, en particular si se construyen en enrocado compacto. En algunos casos, sin embargo, factores como la localización de un vertedero de capacidad suficiente, pueden indicar que la presa de gravedad de concreto es una mejor solución de diseño, siempre y cuando el costo diferencial esté dentro de límites aceptables. A pesar de los avances de la ingeniería de presas de relleno, existe un incentivo fuerte para desarrollar presas de gravedad de concreto más baratas.

El problema de optimizar la construcción de una presa de concreto puede abordarse de varias maneras. En ausencia de un progreso hacia un cemento ideal y un concreto de dimensiones estables, las líneas más promisorias pueden clasificarse, así:

1. revaluación de los criterios de diseño, en particular con respecto a aceptar esfuerzos de tensión modestos;
2. desarrollo de concretos mejorados mediante el uso de aditivos para aumentar la resistencia a la tensión y modificar la respuesta esfuerzo-deformación y/o el uso de cementos modificados con actividad térmica reducida;
3. desarrollo de técnicas de construcción continuas y rápidas basadas en el uso de concretos especiales.

El concepto de construcción utilizando CCR, desarrollado primero en 1970, se basa principalmente en el tercer enfoque. Diversas variantes de CCR se han desarrollado ofreciendo la perspectiva de construir grandes presas de gravedad mucho más rápido y más baratas.

### 3.7.2 ALTERNATIVAS EN CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO

Las investigaciones han dado como resultado tres enfoques principales para desarrollar CCR. En la primera, el CCR se concibe como un material de relleno de bajo costo, que ofrece la máxima economía posible, con la resistencia y durabilidad satisfactorias y conveniencia para técnicas de construcción continuas, es decir, compactación con rodillo. Un ejemplo de este caso es el concreto pobre, seco y compactado con rodillo, CPSCR (RDLC en inglés) (Moffat, 1973; Moffat y Price, 1978). El segundo enfoque, desarrollado en Japón, es más cercano a los concretos pobres convencionales que se usan en la zona central. Confusamente se identifica como presa de concreto compactada con rodillo o PCCR (RCD, en inglés) un concepto de CCR. Un tercer enfoque de CCR es el concepto de un material denso, con gran contenido de pasta, el cual es ejemplificado por un concreto con gran contenido de CCP (Dunstan, 1981). Variantes de CCR están sometidas a un desarrollo continuo, en particular en Estados Unidos, Japón, China y Sudáfrica.

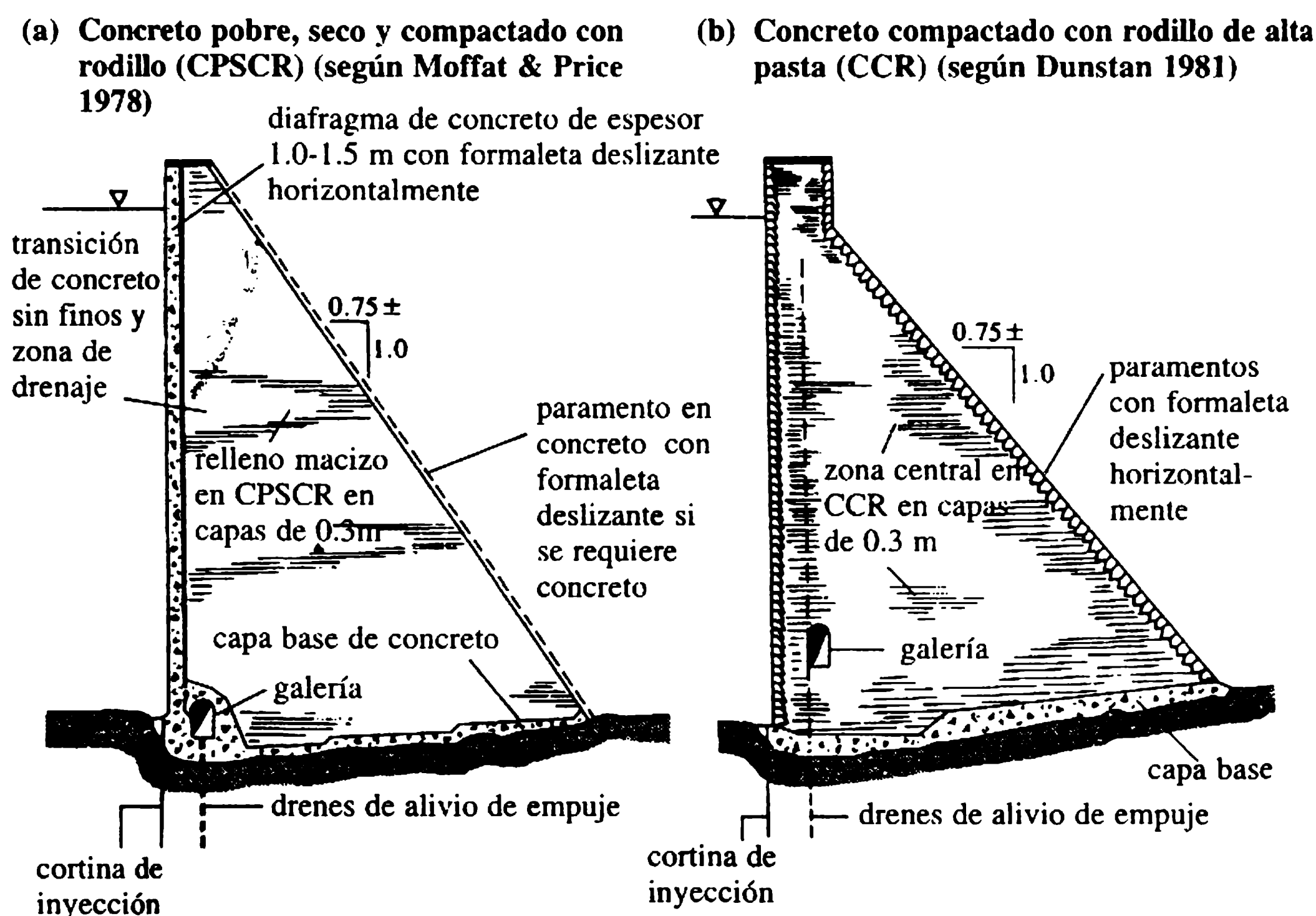
Para el diseño de una presa de CCR se han desarrollado dos enfoques distintos: En el enfoque tradicional o de tecnología de concreto se emplean los tipos CCR, de alto contenido de pasta, y PCCR para construir los aspectos importantes en una presa de gravedad convencional. El enfoque 'geotécnico' más radical está basado en la optimización del perfil de diseño para la construcción de un CCR pobre, como un CPSCR. En este enfoque, el concreto se maneja como un relleno de tierra y se compacta, con o cerca de su contenido óptimo de humedad, en capas delgadas. La extensión lógica de este enfoque es utilizar los principios de diseño de presas de relleno para el desarrollo de un perfil óptimo. La presa que sigue este enfoque es, por tanto, optimizada para la construcción mediante el uso de un perfil de gravedad CCR relativamente permeable y una resistencia más baja junto con una membrana

de concreto aguas arriba de alta calidad y formada en sentido horizontal. Un perfil para una presa CPSCR construida bajo este principio se ilustra en la figura 3.22(a), mientras que en la figura 3.22(b) se muestra un perfil CCR con alto contenido de pasta.

El empleo de CPSCR y de algunos otros CCR permite un proceso de construcción intensivamente mecanizado: el concreto es despachado mediante una banda transportadora y manejado por equipos estándares de compactación y movimiento de tierra. Las juntas de construcción, si se consideran necesarias, pueden aserrarse en cada capa sucesiva después de colocar el concreto. La experiencia en el diseño de presas CCR, incluidos los procedimientos de construcción empleados, se han publicado en Hansen (1985), y una revisión de los desarrollos recientes en Estados Unidos está dado en Dolen (1988).

El enfoque CCR es más apropiado en valles anchos, dando libertad para una colocación continua sin obstáculo, es decir, de 'extremo a extremo'. Los ahorros en construcción para el CCR son máximos en presas con volúmenes altos, alcanzando reducciones de 30% en el tiempo de construcción y en el costo unitario. En su formato geotécnico de costo más bajo (es decir, CPSCR) el CCR es particularmente apropiado en los sitios más apartados donde importar cemento y/o CCP es difícil o costoso.

Las características de las principales variantes de CCR se comparan en la tabla 3.12 con las de concretos convencionales de zona central.



**Figura 3.22** Perfiles de presas de gravedad de concreto compactado con rodillo (CCR).



**Tabla 3.12** Características de los CCR para presas

| <i>Características</i>  | <i>TIPO CCR</i>              |                     |                              | <i>Zona central<br/>convencional</i> |
|---|------------------------------|---------------------|------------------------------|--------------------------------------|
|   | <i>CCR pobre<br/>(CPSCR)</i> | <i>PCCR</i>         | <i>CCR de alta<br/>pasta</i> |                                      |
| Cemento (C) + CCP (F)<br>(kg m <sup>-3</sup> )                                | 100-125                      | 120-130             | >150                         | 150-230                              |
| F/(C+ F) (%)  | 0-30                         | 20-35               | 70-80                        | 20-35                                |
| Agua: (C+F) relación  | 1.0-1.1                      | 0.8-0.9             | 0.5-0.6                      | 0.5-0.7                              |
| Resistencia a la compresión<br>a los 90 días $\sigma_c$ (MN m <sup>-2</sup> ) | 8-12                         | 12-16               | 20-40                        | 18-40                                |
| Peso específico, $\gamma_c$ (kN m <sup>-3</sup> )                             | ← 23-25 →                    | 23-25               | → 22-25 ←                    | 22-25                                |
| Espesor de las capas (m)  | 0.3                          | (empuje)<br>0.7-1.0 | 0.3                          | (empuje)<br>1.5-2.5                  |
| Juntas de contracción   | aserrada                     | aserrada            | aserrada o<br>con formaleta  | con formaleta                        |

### 3.7.3 DESARROLLOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE PRESAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO

Las presas de CCR se han desarrollado rápidamente luego de la construcción de las primeras al comienzo de la década de 1980; hasta 1993 más de 100 presas grandes habían sido acabadas. La mayoría de las presas de CCR han sido estructuras de gravedad, aunque esta técnica se ha extendido en los últimos tiempos a las presas de arco-gravedad y de arcos gruesos. A medida que la confianza en el CCR ha crecido se ha utilizado progresivamente en presas más grandes, siendo propuesto para la mayor parte de la presa de gravedad de Longtau, China, de  $7.6 \times 10^6$  m<sup>6</sup> de volumen y 217 m de altura. En varios casos recientes, la opción de presa de gravedad de CCR se ha seleccionado por encima de propuestas para construcción de presas de enrocado.

Las primeras presas de CCR tuvieron problemas asociados con infiltraciones y fugas relativamente altas debido al carácter permeable y a un nivel de agrietamiento controlado (Hollingworth y Geringer, 1992). Una relativa baja resistencia de este tipo de concreto a la adhesión entre capas también incitó alguna preocupación, en particular en el contexto de la fuerza sísmica. En consecuencia, la filosofía del diseño de una presa de CCR ha evolucionado, se ha puesto énfasis en la optimización del diseño y los detalles para la construcción en CCR, en lugar de utilizar dicho concreto para construir una presa de gravedad convencional. Esta tendencia ha llevado a la medida común de crear un elemento 'impermeable' o barrera aguas arriba, es decir mediante un revestimiento formado por deslizamiento [figura 3.22; de igual manera la presa de New Victoria, Australia (Ward y Mann, 1992)].

Una alternativa es el uso de PVC o una membrana sintética similar colocada contra o justamente aguas abajo de un paramento aguas arriba construido en concre-



to de alta calidad. En el caso de la presa de gravedad de 68 m de alto en Concepción, Honduras, una geomembrana de PVC de 3.2 mm respaldada por una capa de drenaje de geotextil de soporte fue puesta en el paramento aguas arriba del CCR (Giovagnoli, Schrader y Ercoli, 1992). La práctica reciente se ha dirigido hacia el control del agrietamiento mediante juntas transversales aserradas o por el corte regular de una serie de ranuras para que actúen como inductores de grietas.

Los ahorros considerables en los costos asociados a la construcción con CCR dependen del equipo y la optimización de la mezcla del CCR y, por tanto, de la continuidad de la operación de colocación del concreto, lo cual a su vez, requiere que detalles del diseño (galerías, tuberías internas, etc.) que interfieran con el vaciado continuo extremo a extremo sin obstrucción del CCR deban mantenerse al mínimo y simplificarse. Experimentos de galerías excavadas posteriormente por zanjeo y por hincamiento de una cabeza en el relleno de CCR instalado en Riou, Francia, tuvieron mucho éxito (Goubet y Guérinet, 1992).

Las tasas verticales de elevación de la presa de 2.0-2.5 m semana<sup>-1</sup> se pueden obtener para el CPSCR y el CCR con alto contenido de pasta, y mayores que los 1.0-1.5 m semana<sup>-1</sup> de la construcción en PCCR. Por ejemplo, la presa de Concepción, Honduras, mencionada anteriormente fue erigida en siete meses. Una mezcla CCR pobre (contenido de cemento 80-95 kg m<sup>-3</sup>) se empleó para el relleno de  $290 \times 10^3$  m<sup>3</sup> de CCR, y un equipo de mezcla continua se utilizó junto con un sistema de banda transportadora a gran velocidad. Al final se obtuvieron tasas de instalación hasta de 4.000 m<sup>3</sup> día<sup>-1</sup> (Giovagnoli, Schrader y Ercoli, 1992).

El empleo de relleno de CCR también se ha extendido en las mejoras de presas existentes, como al instalar un espaldón aguas abajo cuando la estabilidad sea deficiente (sección 3.2.9). Asimismo, se ha aplicado el CCR a obras remediales generales y para elevar o reconstruir presas más antiguas. Los beneficios de la construcción de CCR se han aprovechado además en circunstancias especiales, en la construcción de presas más pequeñas, por ejemplo Holbeam Wood y New Mills en el Reino Unido (Iffla, Millmore y Dunstan, 1992).

El Boletín 75 de ICOLD (ICOLD, 1989) proporciona una revisión completa del uso de CCR en la construcción de presas. Desarrollos recientes en Estados Unidos se analizan en Hansen (1994). Las opciones de diseño en la construcción del paramento aguas arriba se revisan con algún detalle en Schrader (1993).

### *Ejemplo 3.1*

*Nótese* que el peso específico del agua,  $\gamma_w$ , se toma como 10 kN m<sup>-3</sup> para todos los ejemplos resueltos.

El perfil de una presa de gravedad de concreto se muestra en la figura 3.23. La idoneidad estructural de la presa se debe revisar con respecto a las obras remediales planeadas.

*Criterios de diseño.* Combinación de carga normal (CCN): carga del agua [hasta el nivel de diseño de inundación (NDI)] + peso propio + empuje + sedimentos. Empuje: no hay medidas previstas en diseño original. Sedimentos: ángulo de fricción,  $\phi_s = 30^\circ$ ; peso específico sumergido:  $\gamma'_s = 15$  kN m<sup>-3</sup>.

*Características del concreto: muestras del núcleo.* Peso específico,  $\gamma_c = 24 \text{ kN m}^{-3}$ ; resistencia al corte unitario,  $c = 600 \text{ kN m}^{-2}$ ; ángulo de resistencia al corte,  $\phi_c = 35^\circ$ .

1. Analizar la estabilidad del perfil con respecto al plano X–X para la CFN, usando el factor de fricción de corte,  $F_{SF}$ , para estabilidad al deslizamiento.
2. Determinar los esfuerzos normales verticales y los esfuerzos principales mayores en ambos paramentos.

### Soluciones

Se aplican los empujes totales, ya que los drenes no operan. La carga de sedimento,  $K_s = (1 - \sin \phi_s)/(1 + \sin \phi_s) = 0.33$ .

El perfil se subdivide en los elementos A y B, identificados en la figura 3.23, por conveniencia.

1. Tabla de carga-momento (todos los momentos se toman con respecto al pie de presa):

| Carga       | Brazo de momento (m) |          | Vertical (kN) |      | Horizontal (kN) | Momentos (kN m) |        |
|-------------|----------------------|----------|---------------|------|-----------------|-----------------|--------|
|             | ←                    | ↑        | –↑            | +↓   |                 | ↺               | ↻      |
| Agua        | –                    | 6.66     | –             | –    | 2000            | 13 300          | –      |
| Empuje      | 8.00                 | –        | 1200          | –    | –               | 9 600           | –      |
| Sedimento   | –                    | 2.00     | –             | –    | 90              | 180             | –      |
| Peso propio | A                    | 10.50    | –             | 1584 | –               | –               | 16 632 |
|             | B                    | 6.00     | –             | 1944 | –               | –               | 11 664 |
|             |                      | $\Sigma$ | 1200          | 3528 | 2090            | 23 110          | 28 296 |

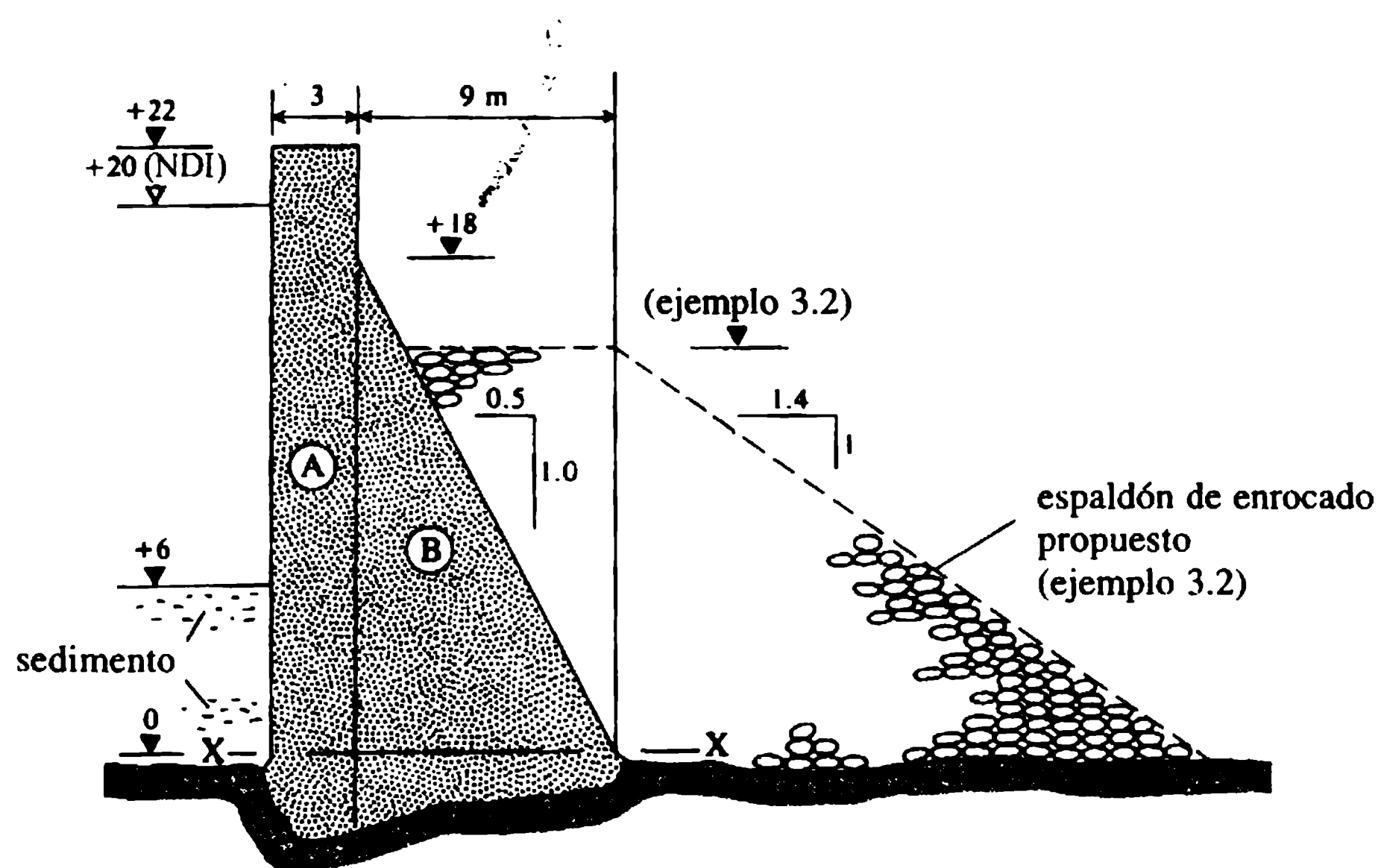


Figura 3.23 Ejemplos 3.1 y 3.2.

Ecuación (3.19):

$$F_0 = \frac{\overset{\curvearrowright}{\Sigma M} +}{\underset{\curvearrowright}{\Sigma M} -} = \frac{28\,296}{23\,110} = 1.22 \text{ (bajo, marginal)}$$

Ecuación (3.25):

$$F_{sf} = \frac{cT + \Sigma V \tan \phi_c}{\Sigma H} = \frac{600 \times 12 + 2328 \times 0.70}{2090} = 4.22 \text{ (aceptable)}$$

2. Tabla 2 carga-momento (momentos\* con respecto al centroide de X–X):

| <i>Elemento de carga</i> |   | <i>Brazo de momento (m)</i> |      | <i>Momentos*</i> |      |
|--------------------------|---|-----------------------------|------|------------------|------|
|                          |   | ←                           | ↑    | ↺*               | ↻*   |
| Agua                     |   | –                           | 6.66 | 13 300           | –    |
| Sedimento                |   | –                           | 2.00 | 180              | –    |
| Peso propio              | A | 4.50                        | –    | –                | 7128 |
|                          | B | 0                           | –    | –                | 0    |
|                          |   |                             | Σ    | 13 510           | 7128 |

$$e = \frac{\Sigma M^*}{\Sigma V} = \frac{-6382}{3528} = -1.81 \text{ m}$$

es decir, *e* cae aguas abajo del centroide. De ahí, en la ecuación (3.33),

$$\sigma_z = \frac{3528}{12} \left( 1 \pm \frac{6 \times 1.81}{12} \right)$$

que da [(ecuación (3.33b)]  $\sigma_{zu} = 0.03 \text{ MN m}^{-2}$  y [ecuación (3.33c)]  $\sigma_{zd} = 0.56 \text{ MN m}^{-2}$  (ver sección 3.2.5 con respecto a este valor muy bajo  $\sigma_{zu}$ ). Los esfuerzos principales mayores [ecuaciones (3.37a) y (3.37c)] son:

$$\sigma_{1u} = 0.03 \text{ MN m}^{-2}$$

y

$$\sigma_{1d} = 0.56(1 + 0.25) = 0.70 \text{ MN m}^{-2}.$$

### Ejemplo 3.2

El factor de estabilidad al vuelco de la presa en el ejemplo resuelto 3.1 se debe revisar para  $F_0 = 1.6$  a fin de mejorar la distribución de esfuerzos y evitar agrietamientos. La cimentación es incapaz de tomar cargas de anclaje de preesforzado, y se añadirá el espaldón de soporte aguas abajo de enrocado compacto como se sugiere en la figura 3.23. Determinar la altura requerida del espaldón de enrocado.

*Enrocado compactado.* El peso específico  $\gamma_r = 19 \text{ kN m}^{-3}$ ; coeficiente,  $K_0$  (estimado) = 0.60.

### Solución

$$F_0 = 1.60 = \frac{\overset{\curvearrowright}{\Sigma M} +}{\underset{\curvearrowright}{\Sigma M} -} \quad (\text{ecuación 3.19})$$

De ahí que,  $\overset{\curvearrowright}{\Sigma M} +$  requerida del espaldón =  $(1.6 \times 23\,110) - 28\,296 = 8680 \text{ kN m}^{-1}$ . Por tanto,

$$\frac{K_0 \gamma_r h^2}{2} \frac{h}{3} + \frac{\gamma_r h}{2} \frac{(0.5h)^2}{3} = 8680$$

y

$$0.141h^3 = 8680/19$$

lo que arroja  $h = 14.8 \text{ m}$ , es decir 15 m.

---

### Ejemplo 3.3

El perfil del monolito principal de una presa de contrafuerte se ilustra en la figura 3.24.

La estabilidad de la presa se revisará con respecto a los criterios de diseño actualizados.

*Combinación de carga normal (CFN).* La carga del agua [a nivel de diseño de inundación (NDI)] + peso propio + empuje (sin drenes de alivio de presiones).

*Estabilidad estática.* Al vuelco,  $F_0 > 1.5$ ; deslizamiento (factor de fricción de corte),  $F_{SF} > 2.4$ .

*Características del concreto: muestras de núcleo.* Peso específico,  $\gamma_c = 23 \text{ kN m}^{-3}$ ; resistencia al corte unitario,  $c = 500 \text{ kN m}^{-2}$ ; ángulo de resistencia al corte (fricción interna),  $\phi_c = 35^\circ$ .

1. Analizar la estabilidad estática de la unidad de contrafuerte con respecto al plano X-X bajo la CFN y respecto a los criterios definidos para  $F_0$  y  $F_{SF}$ .
2. Hay preocupación con respecto a la estabilidad bajo posibles cargas sísmicas. El criterio de estabilidad dinámica se especifica como  $F_0 = 2.0$ ;  $F_{SF} = 3.2$ , y se conseguirá mediante preesforzado como se muestra. Determinar la carga de preesforzado que se requiere en cada tendón inclinado.

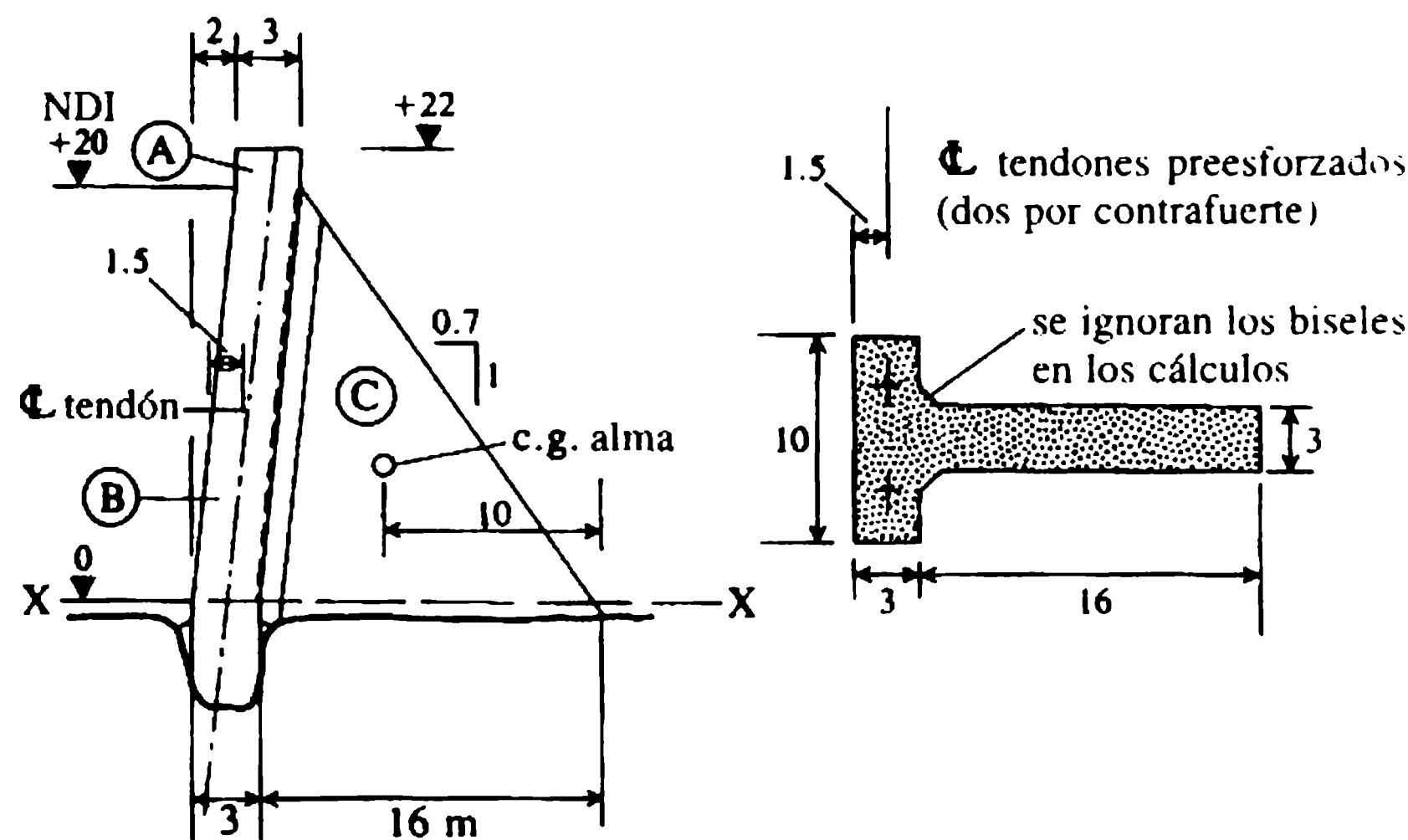


Figura 3.24 Ejemplo 3.3.

Soluciones

1. Todos los cálculos relacionados con la estabilidad se refieren al monolito como una unidad completa. Se considera que el empuje actúa solamente bajo la cabeza del contrafuerte, y el perfil se subdivide en elementos A, B y C, identificados en la figura 3.24, por conveniencia. La tabla de carga-momento (todos los momentos se toman con respecto al pie) es la siguiente:

| Elemento de carga | Brazo del momento (m) |      | Vertical (kN) |        | Horizontal (kN) | Momentos (kN m) |         |
|-------------------|-----------------------|------|---------------|--------|-----------------|-----------------|---------|
|                   | ←                     | ↑    | −↑            | +↓     | ⇒               | ↺               | ↻       |
| Agua:             |                       |      |               |        |                 |                 |         |
| horizontal        |                       | 6.66 | −             | −      | 20 000          | 133 330         | −       |
| vertical          | 18.33                 | −    | −             | 2 000  | −               | −               | 36 660  |
| Empuje            | 18.00                 | −    | 3000          | −      | −               | 54 000          | −       |
| Peso propio       | A 15.50               | −    | −             | 1 380  | −               | −               | 21 390  |
|                   | B 16.50               | −    | −             | 13 800 | −               | −               | 227 700 |
|                   | C 10.00               | −    | −             | 11 040 | −               | −               | 110 400 |
|                   |                       | Σ    | 3000          | 28 220 | 20 000          | 187 330         | 396 150 |

Ecuación (3.19):

$$F_0 = \frac{\sum M^+}{\sum M^-} = \frac{396\,150}{187\,330} = 2.11 \text{ (satisfactorio)}$$

Ecuación (3.25):

$$F_{SF} = \frac{cA_h + \Sigma V \tan \phi_c}{\Sigma H} = \frac{500 \times 78 + 25\,220 \times 0.70}{20\,000} = 2.83 \text{ (satisfactorio)}$$

2. Criterios sísmicos,  $F_{SF} = 2.83$  no es satisfactorio ( $< 3.2$ ); preesfuerzos carga/contrafuerte =  $P_{ps}$ ; inclinación con la vertical,  $\tan \phi_u = 0.10$ ;  $\phi_u = 5.7^\circ$ . A partir de la ecuación (3.41):

$$F_{SF} = 3.20 = \frac{cA_h + (\Sigma V + P_{ps} \cos \phi_u) \tan \phi}{\Sigma H - P_{ps} \sin \phi_u}$$

$$= \frac{500 \times 78 + (25\,220 + P_{ps} \times 0.99) \times 0.70}{20\,000 - P_{ps} \times 0.10}$$

se obtiene  $P_{ps} = 7230$  kN por contrafuerte = 3615 kN por tendón.

### Ejemplo 3.4

Una presa de arco cilíndrico de radio constante con un paramento vertical aguas arriba se construye en un valle simétrico. El perfil del valle idealizado consiste en un trapecio con base de 50 m de ancho y lados a  $45^\circ$ . La base está a 100 m PED, la cresta del vertedero a 140 m PED. El nivel de diseño de inundación (NDI) estará 1.0 m por encima de la cresta del vertedero, que tiene un espesor estructural de 1.5 m. El esfuerzo de arco horizontal máximo permitido, suponiendo que sea uniforme a través del espesor del arco, es  $2.5 \text{ MN m}^{-2}$ .

1. Seleccionar una planta de geometría apropiada y determinar el esfuerzo del arco a nivel de la cresta en las condiciones de NDI.
2. Determinar un perfil para la presa utilizando la teoría del anillo delgado y, suponiendo que se aplican las fuerzas de NDI, calcular el espesor requerido a intervalos verticales de 10 m.
3. Confirmar los esfuerzos en los paramentos aguas arriba y aguas abajo en la sección media, utilizando la teoría del anillo elástico grueso, y estimar los esfuerzos en los estribos.

### Soluciones

1. Seleccionar un ángulo central subtendido,  $2\theta = 90^\circ$  (rango  $70^\circ$ - $110^\circ$ ). De ahí que  $R_u = 65/[\sin(90^\circ - \theta)] = 92$  m. Según la ecuación (3.46):

$$\sigma_h = \frac{p_w R_u}{T_r} = \frac{10 \times 1 \times 92}{1.5} = 0.61 \text{ MN m}^{-2}.$$



2. Utilizar la ecuación (3.46), y tomar  $\sigma_h \approx 2.5 \text{ MN m}^{-2}$ ,

| <i>Nivel (m PED)</i> | <i>T (m)</i> |
|----------------------|--------------|
| 140                  | 1.50 (dado)  |
| 130                  | 4.05         |
| 120                  | 7.73         |
| 110                  | 11.41        |
| 100                  | 15.09        |

3. Al nivel de 120, a partir de las ecuaciones (3.44) y (3.45), con  $R_u = 92 \text{ m}$ ,  $R_D = 92 - 7.73 = 84.27 \text{ m}$  y

$$p_w = \frac{10 \times 21}{10^3} = 0.21 \text{ MN m}^{-2},$$

lo que da [ecuación (3.44)]

$$\begin{aligned} \sigma_{hu} &= \left[ 0.21(92)^2 + \frac{(92)^2 \times (84.27)^2}{88.13} \right] / [(92)^2 - (84.27)^2] \\ &= 0.21 \frac{(15\,565)}{1363} = 2.40 \text{ MN m}^{-2} \end{aligned}$$

y [ecuación (3.45)]

$$\sigma_{hd} = \frac{0.42 \times (92)^2}{(7.73)(92 + 84.27)} = 2.61 \text{ MN m}^{-2}$$

(nótese la variación en los esfuerzos a través del anillo del arco). Para corregir el máximo esfuerzo en los estribos,  $R_u/T = 11.4$ , y de ahí  $K_r$  (figura 3.17) = 1.9, lo que da  $\sigma_{hd, \text{máx}}$  en el estribo =  $2.61 \times 1.9 = 4.96 \text{ MN m}^{-2}$ .

- Referencias** ACI (1970) *Mass Concrete for Dams and Other Massive Structures*, American Concrete Institute, New York.
- Boggs, H.L. (1975) *Guide for Preliminary Design of Arch Dams*, Engineering Monograph No. 36, USBR, Denver.
- Boggs, H.L., Jansen R.B. and Tarbox, G.S. (1988) Arch dam design and analysis, in *Advanced Dam Engineering* (ed. R.B. Jansen), Van Nostrand Reinhold, New York.
- Bruce, D.A. and George, C.R.F. (1982) Rock grouting at Wimbleball Dam. *Géotechnique*, **32** (4), 323-48.
- Butler, J.E. (1981) The influence of pore pressure upon concrete. *Magazine of Concrete Research*, **33** (114), 3-17.

- Case, J. and Chilver, A.H. (1971) *Strength of Materials and Structures*, 2nd edn, Edward Arnold, London.
- Charles, J.A., Abbiss, C.P., Gosschalk, E.M. and Hinks, J.L. (1991) *An Engineering Guide to Seismic Risk to Dams in the United Kingdom*, BRE Report C1/SFB 187 (H16), Building Research Establishment, Garston.
- Chopra, A.K. (1988) Earthquake response analysis of concrete dams, in *Advanced Dam Engineering* (ed. R.B. Jansen), Van Nostrand Reinhold, New York.
- Clough, R.W. and Zienkiewicz, O.C. (1978) *Finite Element Methods of Analysis and Design of Dams*, Bulletin 30, ICOLD, Paris.
- Corns, C.F., Schrader, E.K. and Tarbox, G.S. (1988) Gravity dam design and analysis, in *Advanced Dam Engineering* (ed. R.B. Jansen), Van Nostrand Reinhold, New York.
- Dolen, T.P. (1988) Materials and mixture proportioning concepts for roller compacted concrete dams, in *Advanced Dam Engineering* (ed. R.B. Jansen), Van Nostrand Reinhold, New York.
- Dunstan, M.R.H. (1981) *Rolled Concrete for Dams – A Laboratory Study of the Properties of High Flyash Content Concrete*, Technical Note 105, Construction Industry Research and Information Association, London.
- Featherstone, R.E. and Nalluri, C. (1995) *Civil Engineering Hydraulics*, 3rd edn, Blackwell Scientific, Oxford.
- Giovagnoli, M., Schrader, E.K. and Ercoli, F. (1992) Concepcion dam: a practical solution to RCC problems. *Water Power & Dam Construction*, **44** (2), 48-51.
- Goubet, A. and Guérinet, M. (1992) Experience with the construction of the Riou dam. *Water Power & Dam Construction*, **44** (2), 14-18.
- Hansen, K.D. (ed.) (1985) Roller compacted concrete, in Proceedings of ASCE Symposium, Denver, CO, ASCE, New York.
- Hansen, K.D. (1994) Built in the USA-RCC dams of the 1990's. *Water Power & Dam Construction*, **46** (4), 24-32.
- Hinks, J.L., Burton, I.W., Peacock, A.R. and Gosschalk, E.M. (1990) Post-tensioning Mullardoch dam in Scotland. *Water Power & Dam Construction*, **42** (11), 12-15.
- Hollingworth, F. and Geringer, J.J. (1992) Cracking and leakage in RCC dams. *Water Power & Dam Construction*, **44** (2), 34-6.
- ICOLD (1989) *Roller Compacted Concrete for Gravity Dams – State of the Art*, Bulletin 75, International Commission on Large Dams, Paris.
- Iffla, J.A., Millmore, J.P. and Dunstan, M.R.H. (1992) The use of RCC for small flood alleviation dams in the UK. *Water Power & Dam Construction*, **44** (2), 40-4.
- Jansen, R.B. (1988) Conventional concrete for dams, in *Advanced Dam Engineering* (ed. R.B. Jansen), Van Nostrand Reinhold, New York.
- Kennard, M.F., Owens, C.L. and Reader, R.A. (1996) *Engineering Guide to the Safety of Concrete and Masonry Dam Structures in the UK*, Construction Industry Research and Information Association Report 148, London.
- Leliavsky, S. (1958) *Uplift in Gravity Dams*, Constable, London.
- Link, H. (1969) The sliding stability of dams. *Water Power*, **21** (5), 172-9.
- MacDonald, A., Kerr, J.W. and Coats, D.J. (1994) Remedial works to upper Glendevon dam, Scotland, in *Transactions of the 18th International Congress on Large Dams*, Durban, ICOLD, Paris, Q68, R69.
- Moffat, A.I.B. (1973) A study of dry lean concrete applied to the construction of gravity dams, in *Transactions of the 11th International Congress on Large Dams*, Madrid, ICOLD, Paris, Q43, R21.

- Moffat, A.I.B. (1976) *A Review of Pore Pressure and Internal Uplift in Massive Concrete Dams*, Technical Note 63, CIRIA, London.
- Moffat, A.I.B. (1984) *Uplift: The problem and its significance*, Supplementary Paper, BNCOLD Conference, Cardiff, BNCOLD, London.
- Moffat, A.I.B. and Price, A.C. (1978) The rolled dry lean concrete gravity dam. *Water Power & Dam Construction*, **30** (7), 35-42.
- Neville, A.M. and Brooks, J.J. (1987) *Concrete Technology*, Longman, Harlow.
- Nicholson, G.A. (1983) *Design of Gravity Dams on Rock Foundations: Stability Assessment by Limit Equilibrium and Selection of Shear Strength Parameters*, Technical Report GL-83-13, US Army Waterways Experiment Station, Vicksburg.
- O'Neill, A.L. (1988) Seismotectonic investigations, in *Advanced Dam Engineering* (ed. R.B. Jansen), Van Nostrand Reinhold, New York.
- Schrader, E.K. (1993) Design and facing options for RCC on various foundations. *Water Power & Dam Construction*, **45** (2), 33-8.
- Swanson, A.A. and Sharma, R.P. (1979) Effects of the 1971 San Francisco earthquake on Pacoima arch dam, in *Transactions of the 13th International Congress on Large Dams*, New Delhi, ICOLD, Paris, Q51, R3.
- Thomas, H.H. (1976) *The Engineering of Large Dams*, 2 vols, Wiley, Chichester.
- USACE (1981) *Sliding Stability for Concrete Structures*, Technical Letter 1110-2-256, US Army Waterways Experiment Station, Vicksburg, MISS.
- USBR (1976) *Design of Gravity Dams*, US Government Printing Office, Denver, CO.
- USBR (1977) *Design of Arch Dams*, US Government Printing Office, Denver, CO.
- USBR (1987) *Design of Small Dams*, 3rd edn, US Government Printing Office, Denver, CO.
- USCOLD (1985) *Current United States Practice for Numerical Analysis of Dams*, Report of USCOLD Committee, USCOLD, New York.
- Ward, R.J. and Mann, G.B. (1992) Design and construction aspects of New Victoria dam. *Water Power & Dam Construction*, **44** (2), 24-9.
- Westergaard, H.M. (1993) Water pressure on dams during earthquakes. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, **119**, 126.
- Zienkiewicz, O.C. (1963) Stress analysis of hydraulic structures including pore pressure effects. *Water Power*, **15** (3), 104-8.
- Zienkiewicz, O.C. (1977) *The Finite Element Method*, McGraw-Hill, London.

# Obras de desagüe en presas 4

Por lo general, las obras de desagüe de presas consisten en vertederos y desagües de fondo (cabezas altas). Los vertederos son básicamente estructuras de una presa que garantizan el paso seguro de las crecientes desde el embalse al tramo del río aguas abajo. El diseño del vertedero depende principalmente de la crecida de diseño, el tipo y la localización de la presa, y el tamaño y operación del embalse. El diseño de obras de desagüe de fondo dependen, en esencia, del propósito del embalse y de la afluencia y depósito de los sedimentos en el embalse.

## 4.1 Introducción

Los vertederos pueden clasificarse de varias maneras: de acuerdo con su función como vertedero de servicio (principal), de emergencia y auxiliar; de acuerdo con el modo de control como libre (incontrolado) o de compuerta (controlado); según el criterio hidráulico, es decir, el tipo, de caída libre, de canal lateral, rápida, de pozo, de sifón y túnel. En los párrafos siguientes se utilizará este último tipo de clasificación.

Los principales factores, exceptuando los económicos, que rigen la escogencia de un vertedero para un determinado proyecto son la confiabilidad y precisión en la predicción de las crecientes, la duración y cantidad del vertido, la sismicidad del sitio del proyecto, la topografía y geología, y el tipo de presa.

En el caso de los vertederos de compuertas, éstas pueden operarse de forma manual, por control remoto o automáticamente dependiendo del nivel del agua en el embalse. Se requieren regulaciones de control estricto para la operación no automática a fin de prevenir una crecida artificial mayor aguas abajo y/o no perder agua valiosa del embalse. Cuando se controla el derrame del embalse mediante las compuertas del vertedero antes o durante la crecida, se tienen que desarrollar métodos confiables de pronósticos de crecientes. Las compuertas pierden capacidad para disminuir el nivel del embalse a medida que la altura de la presa aumenta, a menos que sean sumergidas, por ejemplo, en vertederos de túnel. Si las condiciones locales (por ejemplo, actividad sísmica, falta de confianza en las habilidades de mantenimiento y operación, o dificultades de acceso) producen dudas acerca de qué tanto se puede depender de las compuertas, sería mejor optar por un vertedero sin compuertas. Sin importar qué tan confiable pueda ser la operación de las compuertas, a menudo se estipula que el vertedero debe ser adecuado para prevenir el desbordamiento de la presa si una o más de las compuertas fallan al abrir.

Aunque en este capítulo se hace énfasis en la hidráulica de los desagües, también se tratan algunos aspectos más generales, como la selección de la crecida de dise-

ño, el tránsito de esta última, el borde libre y la sedimentación del embalse. A lo largo de éste y los próximos dos capítulos aparecerán los términos cavitación, aireación y disipación de energía; aunque estos dos últimos pueden estudiarse con relación a diseños específicos y tipos de vertederos, la cavitación y su prevención requieren un análisis más general antes de tratar diseños de obras de desagüe particulares.

Los disipadores de energía, las compuertas y las válvulas son la materia de los próximos dos capítulos, mientras que los modelos a escala de obras de desagüe se estudian en el capítulo 15.

## 4.2 Creciente de diseño

La selección del hidrograma de la creciente de diseño (afluente del embalse), es una de las tareas más importantes en el diseño de presas; depende de la localización y el tipo de presa y el procedimiento para su determinación está supeditado a la disponibilidad de registros pasados. Sólo los principios básicos para su estimación se esbozan aquí. Las recomendaciones del Institution of Civil Engineers (Instituto de Ingenieros Civiles) del Reino Unido para los estándares de inundaciones de embalses por categorías y localización de presas (ICE, 1978) se resumen en la tabla 4.1.

Dichas recomendaciones son la culminación de varias etapas previas de desarrollo de procedimientos de crecientes de diseño, empezando con la creciente máxima observada y siguiendo con métodos empíricos que contienen curvas envolventes de diseño para eventos de creciente máxima observada (ICE 1933, y las ecuaciones de Myer-Jarvis o Binnie y Lapworth que dan un caudal de creciente específico,  $q = Q/A$ , como función del área de la cuenca  $A$ ). En la tabla 4.1, CMP (PMF en inglés) se refiere a la creciente máxima probable, derivada de la precipitación máxima probable (PMP) o por un procedimiento de hidrograma unitario (Chow, 1964; Gray, 1970; Linsley, Kohler y Paulhus, 1975; NERC, 1975; Shaw, 1994; Wilson, 1983).

También la CMP puede determinarse de forma aproximada como un múltiplo de la creciente para cierto período de retorno [por ejemplo, 150 años,  $Q_{150}(\text{m}^3 \text{s}^{-1})$ ] que, a su vez, está dada por una ecuación que correlaciona la creciente con el área de la cuenca [ $A(\text{km}^2)$ ], el índice de permeabilidad de la cuenca ( $P$ ), la frecuencia de las corrientes (número de uniones en un mapa a escala 1:25 000 dividido por el área de la cuenca,  $F$ ), la lluvia neta de un día con cierto periodo de retorno [por ejemplo, 5 años,  $R(\text{mm})$ ] y una constante regional ( $a$ ). El The Flood Studies Report (reporte de estudios de crecientes) (NERC, 1975; Sutcliffe, 1978) proporciona la siguiente ecuación:

$$Q_{150} = aA^{0.87}F^{0.31}P^{1.23}R^{1.17}(\text{m}^3 \text{s}^{-1}). \quad (4.1)$$

La CMP es entonces cerca de 5 veces el valor de  $Q_{150}$  (tabla 4.1).

La definición de CMP implica que no es un valor fijo, y su determinación (además de su localización) depende de la confiabilidad de la información, el avance del conocimiento técnico, y la precisión del análisis; entonces puede —y debería— revisarse con periodicidad [ver también Reed y Field (1992)]. Su probabilidad no puede determinarse, ya que representa eventos tan raros que no existen datos obser-



**Tabla 4.1** Creciente y oleajes estándares para embalses por categoría de presas (ICE, 1978)

| Categoría  | Condición inicial del embalse                             | Afluente de diseño de la presa                       |  |   | Velocidad del viento concurrente y sobrebordes mínimos por oleaje                                 |
|--|---|--|--|---|---|
|  |   | Estándar general                                     | Estándares mínimos si se toleran desbordamientos inusuales | Estándar alternativo si se garantiza un estudio económico   |   |
| (a) Embalses donde una ruptura pondría en peligro vidas en una comunidad.  | Vertimiento del afluente diario promedio de largo plazo.  | Creciente máxima probable (CMP)                      | 0.5 CMP o crecienta de 10 000 años (tomar el mayor).       | No es aplicable.  | Invierno: viento máximo horario una vez en 10 años. Verano: viento máximo horario anual promedio. |
| (b) Embalses donde una ruptura:  | Lleno (no vertimientos).                                  | 0.5 CMP o crecienta de 10 000 años (tomar el mayor). | 0.3 CMP o crecienta de 1000 años (tomar el mayor).         | Creciente con probabilidad que minimiza costos de daños y vertedero; las afluencias no serán menores que los estándares mínimos pero pueden exceder los estándares generales. | Sobreborda por oleaje no menor de 0.6 m.  |
| (i) no pondrá en peligro vidas en una comunidad.   |   |  |  |   |   |
| (ii) generará un daño excesivo.  |   |  |  |   |   |
| (c) Embalses donde una ruptura implicará riesgo mínimo a seres vivos y causará daño limitado.  | Lleno (no vertimientos).                                  | 0.3 CMP o crecienta de 1000 años (tomar el mayor).   | 0.2 CMP o crecienta de 150 años (tomar el mayor).          |   | Viento máximo horario anual promedio; soborborda por oleaje no menor de 0.4 m.                    |
| (d) Casos especiales donde no se vaticina pérdida de vidas como resultado de una ruptura y se causará daño muy limitado debido a inundación adicional. | Vertimientos del afluente diario promedio de largo plazo. | 0.2 CMP o crecienta de 150 años.                     | No es aplicable.   | No es aplicable.  | Viento máximo horario anual promedio. Soborborda por oleaje no menor de 0.3 m.                    |

Cuando el procedimiento de control del embalse lo requiera y las capacidades de caudal lo permitan, se pueden adoptar operaciones a/o por debajo de los niveles especificados definidos para el año, siempre y cuando se especifiquen en los certificados o reportes de la presa. Cuando una proporción de la CMP se especifica, es necesario calcular el hidrograma de la CMP y multiplicar todas las ordenadas por 0.5, 0.3 ó 0.2, como se indica.



vados disponibles para establecerla y, por tanto, sólo puede tratarse en forma determinista. [Para estimar las probabilidades de crecientes extremas, *ver también el National Research Council, 1988 (Consejo Nacional de Investigación)*].

En el caso de presas de categorías b y c (tabla 4.1) se permite un estudio alternativo de optimización económica en donde la creciente escogida minimiza (con bases probabilísticas) la suma de los costos del vertedero y de los daños. Sin embargo, la afluencia de la creciente seleccionada al embalse, no puede ser menor que un mínimo especificado.

En algunos casos, en la categoría de presas d (tabla 4.1) puede utilizarse también un análisis costo-beneficio y una evaluación económica como medida complementaria.

Para pequeñas presas de relleno diseñadas para una vida útil de  $L$  (años) (como ataguías de desviación de ríos durante la construcción de presas), el riesgo  $r$  de exceder la creciente de diseño para un periodo de retorno  $T$  (años) puede calcularse como  $r = 1 - (1 - 1/T)^L$ .

Al comparar las recomendaciones del Reino Unido con las utilizadas en otros países europeos, Law (1992) concluye que en el Reino Unido pueden ser muy exigentes, pero que para poder flexibilizar esas recomendaciones se requiere tener más certeza en torno a la precisión de la estimación de las crecientes y es poco probable que los intereses de la comunidad y la responsabilidad del panel de ingenieros sean arriesgados en un clima variable. Cassidy (1994), además de la investigación básica de los procesos hidrológicos, que reducirían incertidumbres inherentes, recomienda también efectuar encuestas de las actitudes sociales sobre riesgos aceptables y un análisis económico a fin de tomar en cuenta la capacidad del propietario de la presa para pagar daños que resulten de la falla, así como también la reconstrucción de la presa.

Un estudio completo sobre los métodos corrientes para la selección de la creciente de diseño también puede encontrarse en ICOLD (1992).

### 4.3 Tránsito de crecientes

Para determinar el caudal de diseño del vertedero se debe convertir el hidrograma del afluente de la creciente de diseño en el efluente mediante un tránsito de crecientes que, a su vez, es una función del tipo, tamaño y operación del vertedero y del área del embalse. Es, por tanto, un procedimiento usual de diseño iterativo en donde el efluente de la presa, que determina el tamaño (y tipo) del vertedero, depende del afluente y del tipo y tamaño del vertedero.

El tránsito de crecientes en un embalse (que es un caso especial del tránsito de crecientes en canales abiertos – sección 8.6) puede efectuarse utilizando cualquiera de los métodos establecidos (iteración, Puls, Goodrich, valor del efluente inicial) dependiendo del tamaño del embalse, el intervalo del tiempo escogido  $\Delta t$  y la precisión requerida.

Todos los métodos se basan en la ecuación de continuidad, en la forma:

$$I - O = dV/dt \quad (4.2)$$

donde  $I$  es el afluente,  $O$  el efluente y  $V$  el almacenamiento en el embalse. Utilizando diferencias finitas, la ecuación (4.2) puede describirse como:

$$I - \bar{O} = \Delta V / \Delta t \quad (4.3a)$$

o

$$\frac{V_2 - V_1}{\Delta t} = \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2}. \quad (4.3b)$$

En la ecuación (4.3a),  $O$  se refiere al efluente del vertedero. Si están presentes otros efluentes regulados  $O_R$  (efluentes de fondo, para irrigación, generación hidroeléctrica, etc.) deben incluirse como  $\bar{O}_R$ .

La solución de la ecuación (4.3), que contiene dos incógnitas,  $V_2$  y  $O_2$  ( $\Delta t$  se escoge), es posible sólo si se tiene en cuenta que, en el tránsito del embalse, existe una relación única entre el nivel del agua y el almacenamiento (consecuencia de suponer un nivel de agua horizontal en el embalse) y entre el nivel del agua y el efluente; por consiguiente, existe una relación única entre el efluente  $O$  y el volumen de almacenamiento  $V$ .

Denominando  $h$  la cabeza por encima de la cresta del vertedero y  $A$  el área del embalse a un nivel  $h$ ,

$$A = f_1(h) \quad (4.4)$$

$$V = f_2(h) \quad (4.5a)$$

o

$$\Delta V = A \Delta h \quad (4.5b)$$

$$O = f_3(h) \quad (4.6)$$

$$O = f_4(V) \quad (4.7)$$

Las ecuaciones simultáneas (4.3a) y (4.7) producen la solución mediante un procedimiento numérico, gráfico o semigráfico. Por ejemplo, al rescribir la ecuación (4.3b) como:

$$\frac{2V_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + \frac{2V_1}{\Delta t} - O_1 \quad (4.8)$$

se tienen en el lado derecho de la ecuación sólo cantidades conocidas, lo que permite establecer  $O = f(t)$  a partir de la relación  $O(2V/\Delta t + O)$ , que puede deducirse de la ecuación (4.7) para un  $\Delta t$  seleccionado (ejemplo 4.1).

La ecuación (4.7) es válida para un vertedero con flujo libre sin compuertas (para un nivel de agua en el embalse por encima de la cresta). En el caso, en que el flujo sea controlado por una o más compuertas, sólo se aplicará para una posición de la(s) compuerta(s). Un conjunto de relaciones similares es, en consecuencia, necesario para cada posición sucesiva de la(s) compuerta(s), lo que hace el tránsito de las crecientes en un vertedero con compuertas mucho más complejo que en un vertedero libre (sin compuertas). Por tanto, a menudo se supone que, en una creciente ma-

yor, las compuertas se han elevado y el embalse vaciado hasta el nivel de la cresta antes de la creciente, y el tránsito, entonces, se efectúa de la manera convencional aplicable en un vertedero con flujo libre.

En el diseño se debe estimar primero, el efluente máximo del embalse (para un hidrograma de afluente dado) y luego escoger el tamaño y tipo del vertedero, y verificar el planteamiento supuesto haciendo transitar el afluente por el vertedero seleccionado. En este procedimiento se supone que la cresta y el nivel máximo permisible del agua se fijan por otras consideraciones (uso del embalse, inundaciones aguas arriba, altura más económica de la presa, etc.). En el tránsito de las crecientes se presume que el nivel inicial de embalse es tan alto como se puede esperar al comienzo de una creciente mayor (usualmente al nivel de la cresta del vertedero).

En general, los vertederos angostos con compuertas requieren presas más altas y pueden, por consiguiente, ser muy efectivos en el tránsito de crecientes. Los vertederos anchos y libres o con compuertas economizan la altura de la presa, pero usualmente no son muy efectivos en regular inundaciones. Entonces el tipo de vertedero influye sobre los beneficios que se obtienen en el control de inundaciones. El tamaño requerido del vertedero —y de ahí su costo— disminuye con el incremento de la altura de la presa, lo que a su vez incrementa el costo de la misma; si se combinan los dos costos (presa y vertedero) es posible establecer el nivel de la cresta para un costo total mínimo aunque lo usual es determinarlo a partir de otras consideraciones como la operación del embalse.

#### **4.4 Borde libre**

El borde libre es la distancia vertical entre la parte superior de la presa y el nivel máximo del embalse correspondiente al suministro pleno; la parte superior de la presa es el nivel impermeable más alto de la estructura, pudiendo así ser la corona de un parapeto impermeable. El borde libre tiene varios componentes:

1. la elevación en el nivel del embalse debido al tránsito de la creciente (realce por creciente; sección 4.3);
2. los efectos de ondulaciones periódicas;
3. la fijación de la superficie del agua por el viento;
4. la acción del oleaje;
5. el ascenso de las olas sobre la presa.

Los últimos cuatro componentes se consideran a menudo como el borde libre característico o borde libre por oleaje. Algunas veces (en vertederos con compuertas) se introduce un componente adicional para salvaguardar el mal funcionamiento de las compuertas. Se puede requerir otro componente para considerar los efectos de derrumbes sobre el embalse (Müller y Huber, 1992). En presas de relleno, el borde libre total debe contemplar también medidas para la sedimentación de la presa y las cimentaciones (capítulo 2). Por consiguiente, la determinación del borde libre involucra el criterio de ingeniería, análisis estadísticos y la consideración del daño que resultaría del rebosamiento de una presa.

Las **ondulaciones periódicas** del embalse por lo general se ignoran, en particular en embalses de tamaño medio, y su efecto se incluye en un margen de seguridad que se añade a otros componentes del borde libre. Thomas (1976) menciona ondulaciones periódicas hasta de 0.5 m de altura en algunas presas grandes.

La **fijación por el viento**,  $s$  (m), resulta del corte inducido por el viento continuo (o ráfagas regulares con una dirección). Su valor dependerá de la profundidad del embalse  $d_r$  (m), la línea de agua del viento,  $F$  (km) (línea de agua\* = distancia libre con la que el viento puede actuar sobre el embalse), el ángulo del viento a la línea de agua,  $\alpha$ , y la velocidad del viento  $U$  (km h<sup>-1</sup>) medida a una altura de 10 m. La ecuación de Zuider Zee puede utilizarse como guía:

$$s = U^2 F \cos \alpha / k d_r \quad (4.9)$$

donde  $k$  es una constante – alrededor de unos 62 000.

Para producir este valor, el viento debe soplar durante cierto tiempo; para líneas de agua más cortas y velocidades de viento más altas el tiempo es más corto. Valores usuales son de 1 h para línea de agua de 3 km, 3 h para  $F=20$  km, 8 h para  $F=80$  km y  $U=40$  km h<sup>-1</sup>, ó 4 h para  $U=80$  km h<sup>-1</sup>. También debe tenerse en cuenta que la velocidad del viento 10 m por encima de la superficie en un embalse nuevo será más alta que la registrada en la topografía original. La relación entre la velocidad del viento sobre el agua y la velocidad sobre la tierra es próxima a 1.1-1.3 para líneas de agua efectivas de 1-12 km.

Las disposiciones para la altura y el ascenso de las olas generadas por el viento son los componentes más importantes del borde libre. El **ascenso** de las olas en el paramento aguas arriba de una presa, es decir la altura vertical máxima que se obtiene debido al avance de una onda en el paramento con respecto al nivel constante del agua sin acción del viento, depende principalmente de la altura de la onda, la profundidad al frente de la presa, la geometría y el material del paramento aguas arriba de la presa, y las condiciones de aproximación en el embalse.

Como base para el cálculo de la **altura de la onda**,  $H$  (m) (cresta a garganta), la ecuación (Stevenson) (Davis y Sorensen, 1969) puede utilizarse:

$$H = 0.34F^{1/2} + 0.76 - 0.26F^{1/4} \quad (4.10)$$

(para valores grandes de la línea de agua ( $F > 20$  km) los dos últimos términos pueden ignorarse).

Una modificación de la ecuación (4.10) para tener en cuenta la velocidad del viento:

$$H = 0.032 (UF)^{1/2} + 0.76 - 0.24(F)^{1/4} \quad (4.11)$$

En caso de un embalse de tamaño medio y en etapas preliminares de diseño en embalses grandes, el borde libre debido a la onda,  $f_w$ , se toma en general como  $0.75H + c^2/2g$ , donde  $c$  es la velocidad de propagación del agua (m s<sup>-1</sup>) que, a su vez, se puede aproximar por  $c = 1.5 + 2H$ ; entonces:

\* N. de R.T.: El término *fetch* no tiene traducción directa al español. No obstante, la expresión "línea de agua del viento" lo describe bien.

$$f_w = 0.75H + (1.5 + 2H)^2 / 2g. \quad (4.12)$$

Para un tratamiento más detallado de este tema, ver por ejemplo, Saville, Clendon y Cochran (1962), Falvey (1974) o el US Corps of Engineers (Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos) (1962) (la última columna de la tabla 4.1 también debe tenerse en cuenta). La ecuación (4.12) supone que la altura de la cresta de la onda por encima del nivel del embalse está alrededor de  $0.75H$ .

A partir del concepto de altura significativa de la onda,  $H_s$  (la altura media del tercio más alto de un tren de ondas; una determinación de  $H_s$  se da en el capítulo 14), ICE (1978) recomienda el uso de una altura de onda de diseño,  $H_d$ , múltiplo de  $H_s$ , que abarca desde  $0.75 H_s$  para presas de concreto hasta  $1.3 H_s$  para presas de tierra con cresta empradizada y pendiente aguas abajo.  $H_s$  puede determinarse fácilmente de acuerdo con la figura 4.1 en función de la velocidad del viento ( $\text{m s}^{-1}$ ) y la línea de agua (km). El ascenso de la onda para un paramento vertical común en agua profunda es igual a  $H_d$ , pero se pueden obtener valores por encima de  $2 H_d$  para una pendiente suave de 1 a 2 (ICE, 1978).

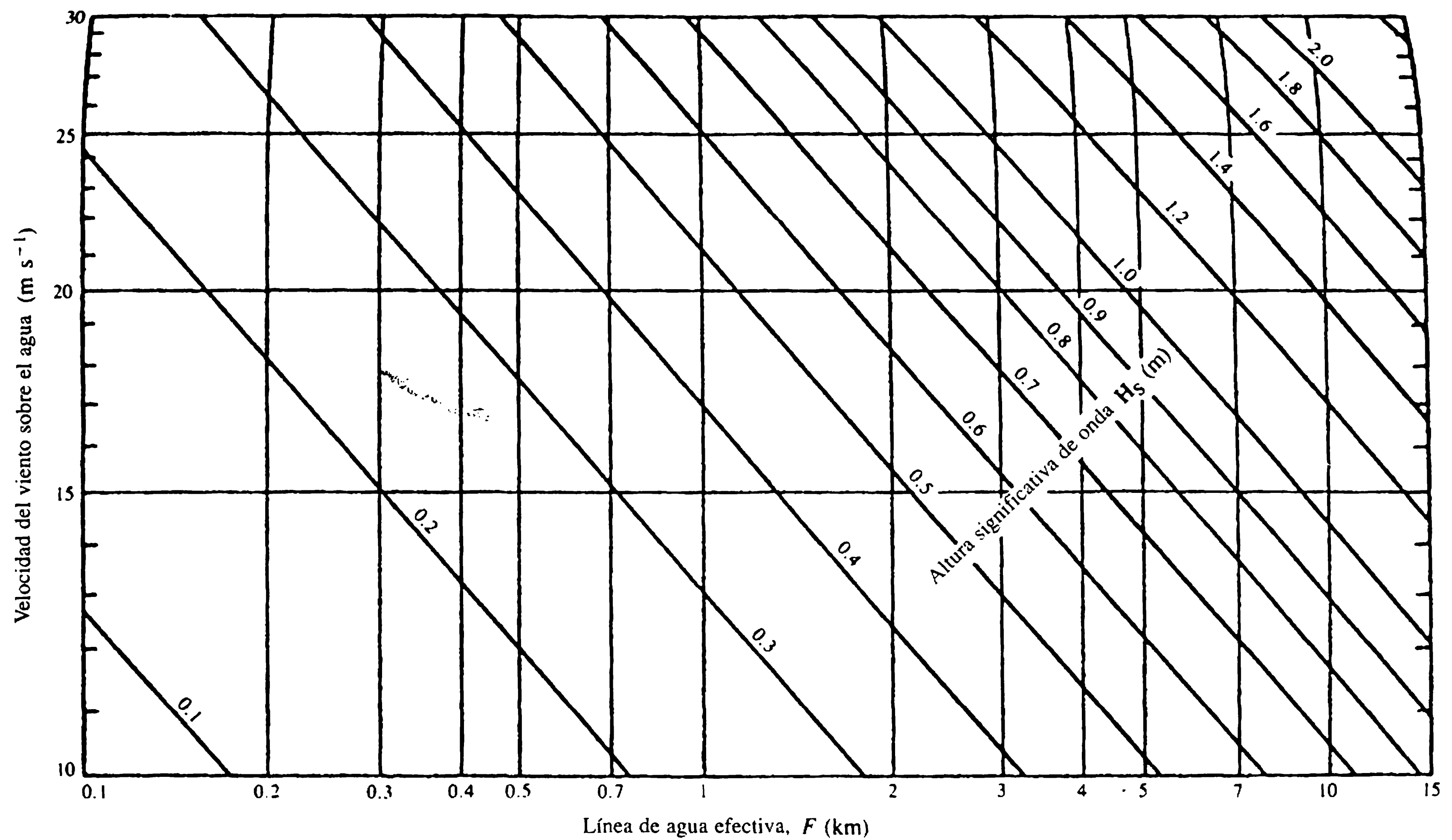
La probabilidad de que un viento extremo coincida con el nivel máximo de creciente en un embalse es de ordinario mínima y, por tanto, puede considerarse innecesario sobreponer todas las condiciones extremas, para determinar el borde libre, en particular, en el caso de presas de concreto. De igual forma, es asunto del ingeniero juzgar el daño posible producido por el paso del agua sobre la presa y el costo de un borde libre grande para un ascenso de la onda, el cual determinará, en definitiva, el valor del borde libre que se adopte. Por lo general, se acepta que vegetación bien seleccionada para empradizar un terraplén pueda soportar velocidades hasta de  $2 \text{ m s}^{-1}$  en períodos prolongados y hasta de  $5 \text{ m s}^{-1}$  para períodos breves (menos de 2 h); canales revestidos con vegetación se comportan sustancialmente mejor (CLRIA, 1987).

#### 4.5 Sedimentación en embalses

La valoración de la viabilidad económica, las consideraciones sobre seguridad y las culturales, así como la estimación del impacto ambiental y social deben ser parte integral de cualquier proyecto de grandes presas; dicha estimación tiene muchas facetas; una de las más importantes es el cálculo del depósito de sedimentos en el embalse y su 'vida'. (Otros aspectos se analizan a continuación; efectos de las presas sobre el agotamiento del oxígeno disuelto o supersaturación en el tramo aguas abajo se describen en la sección 9.1). Una guía extensa de sedimentación en lagos y embalses ha sido publicada por la Unesco (Bruk, 1985) y por la ICOLD (1989).

La escorrentía de sedimento en muchos ríos se incrementa de continuo principalmente como resultado de la influencia humana. La concentración de sedimentos en los ríos fluctúa mucho y es función del suministro de sedimentos y el caudal (secciones 8.2.3 y 8.4.5). En algunos ríos puede ser en extremo alta, con hiperconcentraciones sobre  $200 \text{ g l}^{-1}$ . En la cuenca del Río Amarillo se han registrado flujos de lodo que contienen hasta  $1600 \text{ g l}^{-1}$  (Bruk, 1985), mientras que concentraciones de  $5000 \text{ mg l}^{-1}$  (ppm) ciertamente no son inusuales en muchos ríos de Asia, y en algunos otros ríos (las concentraciones expresadas en  $\text{mg l}^{-1}$  o ppm son efectiva-





**Figura 4.1** Relación entre la línea de agua efectiva, la velocidad del viento y la altura significativa de la onda (ICE, 1978).



mente equivalentes hasta cerca de  $7000 \text{ mg l}^{-1}$ ; aquí 'concentración' es la relación entre la masa de sedimento seco y la masa total en suspensión). En muchos embalses indios las pérdidas anuales en el almacenamiento debido a la sedimentación están entre 0.5% y 1%. En Tarbela, en el Indús en Pakistán, la pérdida ha estado alrededor de 1.5% por año durante los 14 años desde su culminación.

La pérdida en el almacenamiento es sólo uno de los efectos nocivos de la sedimentación en embalses; otros son el incremento de los niveles de inundación aguas arriba del embalse, el retroceso del lecho del río y de los niveles de agua aguas abajo de la presa, la eliminación de los nutrientes conducidos por los sedimentos finos, el efecto de la sedimentación en la calidad del agua del embalse, etc. En la actualidad, muchos embalses tienen una esperanza de vida de sólo 100 años. Una vida útil de menos de 200 años debe, ciertamente, ser un asunto de preocupación, y se tiene que considerar si los drásticos efectos ambientales pesan menos que las ventajas económicas obtenidas durante una vida efectiva de relativa brevedad.

La densidad relativa del sedimento depositado varía mucho a medida que ocurre la consolidación a través de los años y puede alcanzar valores hasta de 2.0 (por lo general está entre 1.2-1.6).

El cálculo detallado de la magnitud de sedimento que se deposita en un embalse requiere no sólo del conocimiento de la cantidad y la composición del sedimento entrante, sino también de la operación del embalse y secciones transversales a lo largo de él.

La razón entre la carga de sedimento,  $W$ , que está en suspensión en el final de un tramo de longitud  $L$ , profundidad del flujo  $y$ , y velocidad  $V$  con respecto a la carga inicial  $W_0$  puede expresarse como:

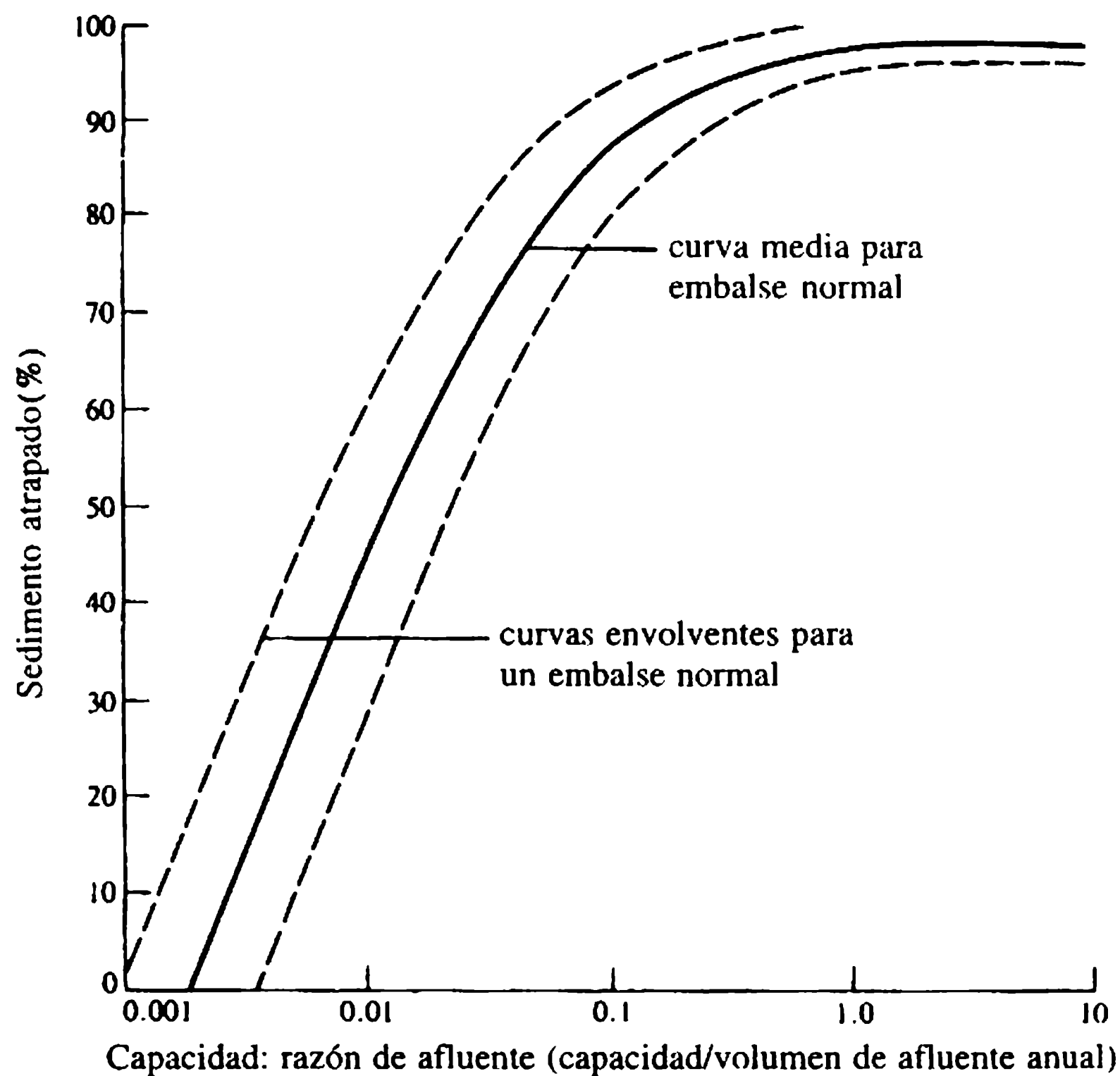
$$W/W_0 = e^{-KL/yV} \quad (4.13)$$

donde  $K$  es una constante que es función de la velocidad de caída de la partícula de sedimento  $w_s$  (sección 8.3). El tratamiento más profundo de la ecuación (4.13), que se lleva a cabo de mejor manera mediante modelación matemática, está más allá del alcance de este texto.

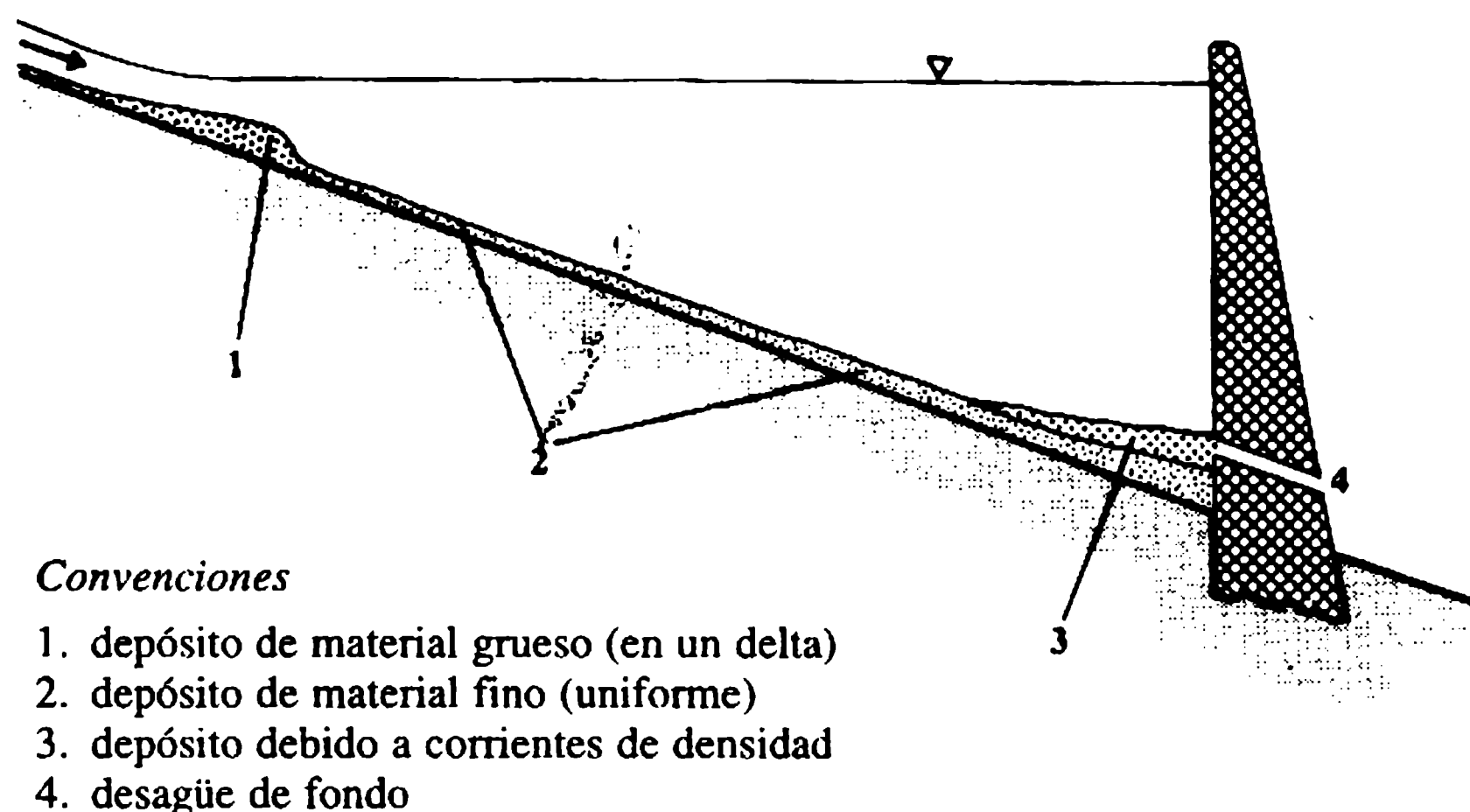
Para estudios preliminares, el uso de curvas de eficiencia de trampa es suficiente. La versión utilizada con más frecuencia es la gráfica construida por Brune (1953), que presenta el porcentaje del sedimento atrapado en función de la razón entre la capacidad del embalse ( $\text{m}^3$ ) y el afluente anual ( $\text{m}^3$ ) (figura 4.2). La gráfica debe utilizarse en intervalos de tiempo (1-10 años según la precisión que se requiera), ya que al finalizar cada período el volumen del embalse disminuirá en la cantidad sedimentada, de modo que se reducirá la eficiencia de la trampa en el siguiente período.

Se debe apreciar que la curva en la figura 4.2, cuando se aplica al embalse como un todo, no tiene en cuenta la forma del embalse (relaciones ancho-profundidad y ancho-longitud) ni la granulometría del sedimento transportado; estos parámetros pueden incluirse sólo en modelaciones matemáticas más complejas (Reeve, 1992).

Un concepto útil para comparar diferentes proyectos, en lo que respecta al depósito del sedimento en los embalses, es la llamada vida media de un embalse, es decir el tiempo que se requiere en perder la mitad de su volumen de almacenamiento (ejemplo 4.2).



**Figura 4.2** Eficiencia de trampa en embalses (Brune, 1953). La capacidad y el volumen del afluente anual deben estar en las mismas unidades de medida. La curva envolvente superior se debe utilizar cuando el sedimento de entrada esté altamente floculado o grueso. La curva envolvente inferior se usará cuando el sedimento de entrada sea coloidal o fino.



**Figura 4.3** Etapas de depósito en un embalse.

Los resultados que se obtienen de la aplicación de la curva de eficiencia de trampa deben tomarse con precaución, ya que difieren bastante de los resultados de modelaciones matemáticas más detalladas que, en general, dan resultados menos favorables.

Las diferentes etapas de depósito en un embalse se muestran en forma esquemática en la figura 4.3.

La capacidad del embalse puede preservarse (a) minimizando la entrada de sedimentos, (b) maximizando el paso del sedimento, o (c) recuperando el almacenamiento.

*La minimización de la entrada del sedimento* es de lejos la medida más efectiva y puede lograrse, por selección óptima, la localización del embalse, al prevenirse la erosión de la cuenca por métodos de conservación de suelos (reforestación, construcción de terrazas, recubrimiento vegetal, etc.), al atraparse el sedimento con trampas o con pantallas de vegetación en los tributarios aguas arriba del embalse, o al desviarse los flujos cargados fuertemente de sedimentos durante las crecientes, mediante una estructura de desviación, desde aguas arriba hasta aguas abajo de la presa.

*La maximización del paso del sedimento* requiere regular el flujo durante las crecientes y/o el lavado durante un desembalse. En ciertas condiciones, el afluente cargado de sedimentos no se mezcla con el agua del embalse sino que se mueve a lo largo del lecho antiguo del río como una corriente de densidad hacia la presa, donde puede extraerse mediante desagües localizados y operados de manera adecuada. En principio, el desarrollo de las corrientes de densidad requiere una diferencia significativa entre la densidad del afluente y el agua en el embalse, un embalse con gran profundidad y condiciones morfológicas favorables (un lecho de río antiguo, profundo y recto).

*La recuperación del almacenamiento* puede lograrse lavando el sedimento depositado, técnica que es efectiva sólo cuando se combina con un desembalse sustancial, mediante sifonamiento o dragado, en este último caso ya sea con métodos convencionales, en particular puede usarse una draga de succión con una rueda de cangilones, o técnicas especiales (bombas neumáticas o de chorro).

#### 4.6 Cavitación

La cavitación ocurre cuando la presión en el flujo del agua cae hasta el valor de la presión del vapor de agua saturada,  $p_v$  (a la temperatura prevaleciente); se forman cavidades llenas de vapor y en parte de gases expulsados del agua como resultado de la presión baja. Cuando el flujo transporta estas 'burbujas' a regiones con presiones más altas, el vapor se condensa rápido y las burbujas implotan, de repente las cavidades se llenan del agua que las rodea. Este proceso no sólo es ruidoso, con ruptura del patrón de flujo, sino que además —más importante— si la cavidad implota contra una superficie, el impacto violento de las partículas de agua que actúan en una sucesión rápida a presiones muy altas (del orden de 1000 atm), de mantenerse sobre un período de tiempo, causará un daño sustancial a la superficie (concreto o acero), que puede conducir a la falla completa de la estructura. Entonces, la corrosión por cavitación (formación de cárcavas) y la vibración que a menudo la acompaña es un fenómeno que debe tenerse en cuenta en el diseño de estructuras hidráulicas, además de prevenirse cuando sea posible (Knapp, Daily y Hammit, 1970; Galperin *et al.*, 1977; Arndt, 1981).

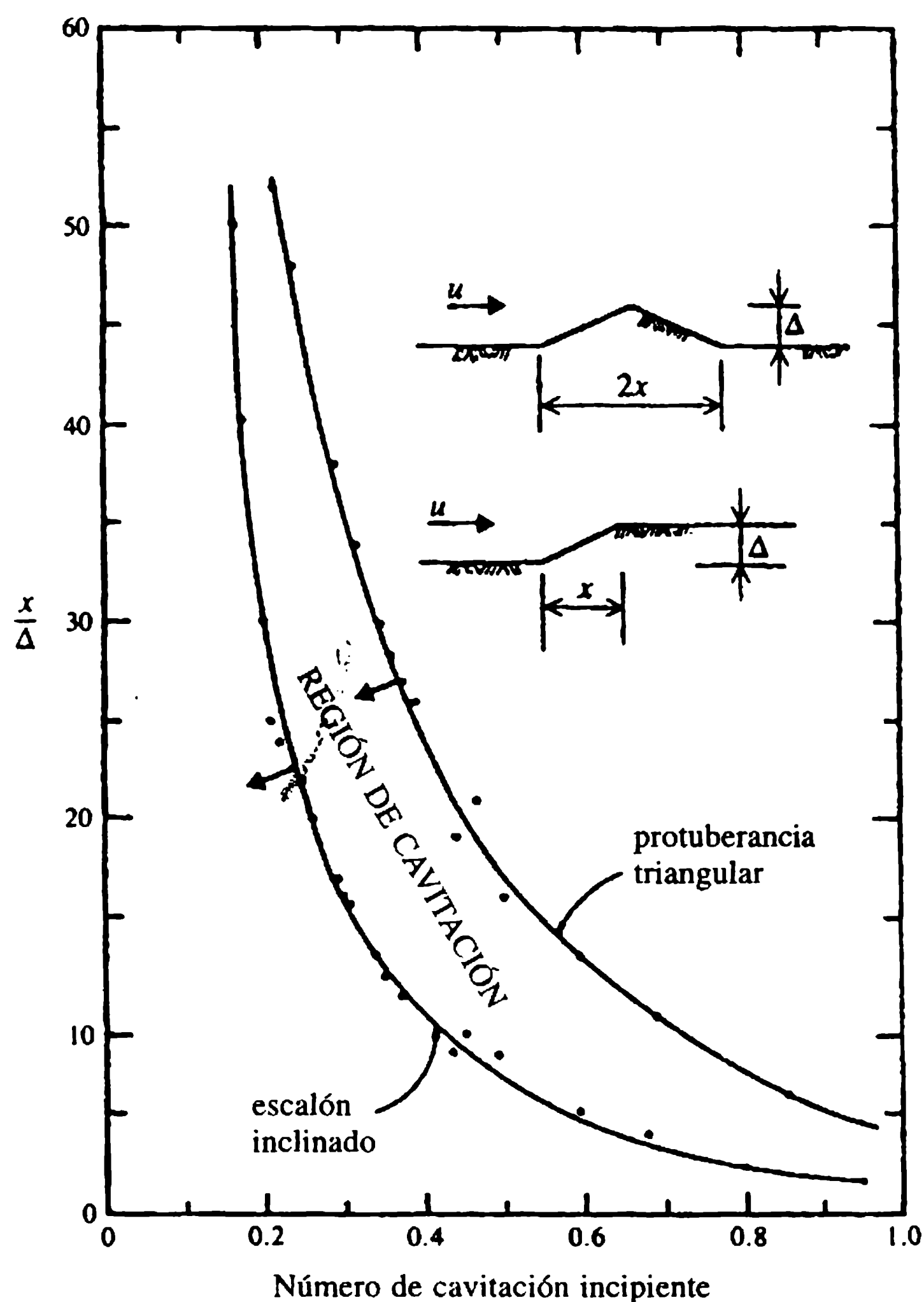
Presiones bajas —muy por debajo de la presión atmosférica— ocurrirán en los puntos de separación del agua que fluye a lo largo de fronteras fijas, en particular si la

velocidad de flujo es alta. Por tanto, hay dos factores, la presión  $p$  y la velocidad  $u$ , que influyen en el inicio de la cavitación. Se combinan con la densidad  $\rho$  en el número de cavitación,  $\sigma$ , el cual tiene la forma del número de Euler:

$$\sigma = 2(p - p_v) / \rho u^2. \quad (4.14)$$

La cavitación ocurre si el número de cavitación cae por debajo de un valor crítico  $\sigma_c$  que es una función de la geometría y puede variar ampliamente. Como ejemplo, en la figura 4.4 se muestra el número de cavitación incipiente en escalones con pendientes y protuberancias triangulares, determinados a partir de los datos de Wang y Chou (Cassidy y Elder, 1984).

De acuerdo con Ball y Johnson (Cassidy y Elder, 1984), un escalón de 3 mm perpendicular al flujo causará cavitaciones a velocidades tan bajas del orden de  $11 \text{ m s}^{-1}$ ; para una caída del flujo igualmente alta, la velocidad crítica es cercana a  $32 \text{ m s}^{-1}$ . En el diseño de vertederos, en verdad se debe tener cuidado con problemas de cavitación en velocidades que exceden los  $35 \text{ m s}^{-1}$ , aun si la superficie del vertedero es 'lisa' y bien construida. (Elder reporta valores de rugosidad absoluta de cerca de 1 mm



**Figura 4.4** Número de cavitación incipiente para protuberancias inclinadas (Cassidy y Elder, 1984).

para el túnel Appalachia de 5.5 m de diámetro, que es con probabilidad la superficie de concreto más lisa que se puede obtener sin palustrear en la superficie acabada).

A veces se considera un valor de  $\sigma_c$  de cerca de 0.25 cuando se estima la velocidad crítica en superficies de concreto 'lisas'. Otra posibilidad es expresar  $\sigma_c$  en función del factor de fricción de Darcy-Weisbach  $\lambda$  de la superficie [por ejemplo,  $\sigma_c = 64\lambda$  (Ellis, 1989)].

El valor de  $p_v$  en la ecuación (4.14) es una función de la presión atmosférica y la temperatura ( $p_{vT} \approx 10 \text{ m H}_2\text{O} = p_0$  para  $100^\circ\text{C}$ ;  $p_v = 6.5 \text{ m}$  para  $90^\circ\text{C}$  y  $0.5 \text{ m}$  para  $30^\circ\text{C}$ ). Aunque por lo general se supone que el inicio de la cavitación ocurre cuando  $p = p_v$  ( $\approx 0$  para temperaturas normales del agua, es decir  $10 \text{ m}$  por debajo de  $p_0/\rho g$ ), la presencia de gas disuelto y/o partículas en suspensión puede provocar cavitación a presiones más altas; siendo así aconsejable evitar presiones por debajo de  $7 \text{ m}$  en vacío ( $3 \text{ m}$  absoluto) en el diseño de ingeniería hidráulica. Debe enfatizarse, sin embargo, que en flujos turbulentos la presión media puede estar muy por encima del límite de peligro pero puede aún ocurrir cavitación debido a la fluctuación de las presiones instantáneas que caen por debajo de este límite. Para estimar el daño de cavitación es necesario analizar la presión turbulenta de las fluctuaciones, por ejemplo bajo el resalto hidráulico en un tanque de amortiguación (capítulo 5).

Para medir el peligro de cavitación en una situación particular, es necesario efectuar mediciones en modelos (capítulo 15) o en el prototipo o hacer que el diseño se ciña a los principios bien establecidos. Si existe un peligro claro de cavitación en una estructura particular entonces debe cambiarse ya sea el diseño o el modo de operación o debe aplicarse alguna otra salvaguarda. La más frecuente de éstas es la de introducir aire en los sitios en peligro, es decir aireación artificial, que previene la ocurrencia de presiones en extremo bajas. El uso de morteros epóxicos especiales puede también retrasar de forma sustancial el inicio de la cavitación y sus daños sobre superficies de concreto y es una medida útil en casos donde la cavitación no es frecuente o prolongada.

## 4.7 Vertederos

### 4.7.1 VERTEDEROS DE CAÍDA LIBRE

La forma básica de un vertedero de caída libre (ogee) se deduce de la envolvente inferior de la napa total que fluye sobre un vertedero rectangular de cresta delgada vertical con una velocidad de aproximación  $V_0 \approx 0$  y un espacio aireado en su totalidad por debajo de la napa ( $p = p_0$ ), como se muestra en la figura 4.5 (por ejemplo, Creager, Justin y Hinds, 1945; US Bureau of Reclamation, 1987).

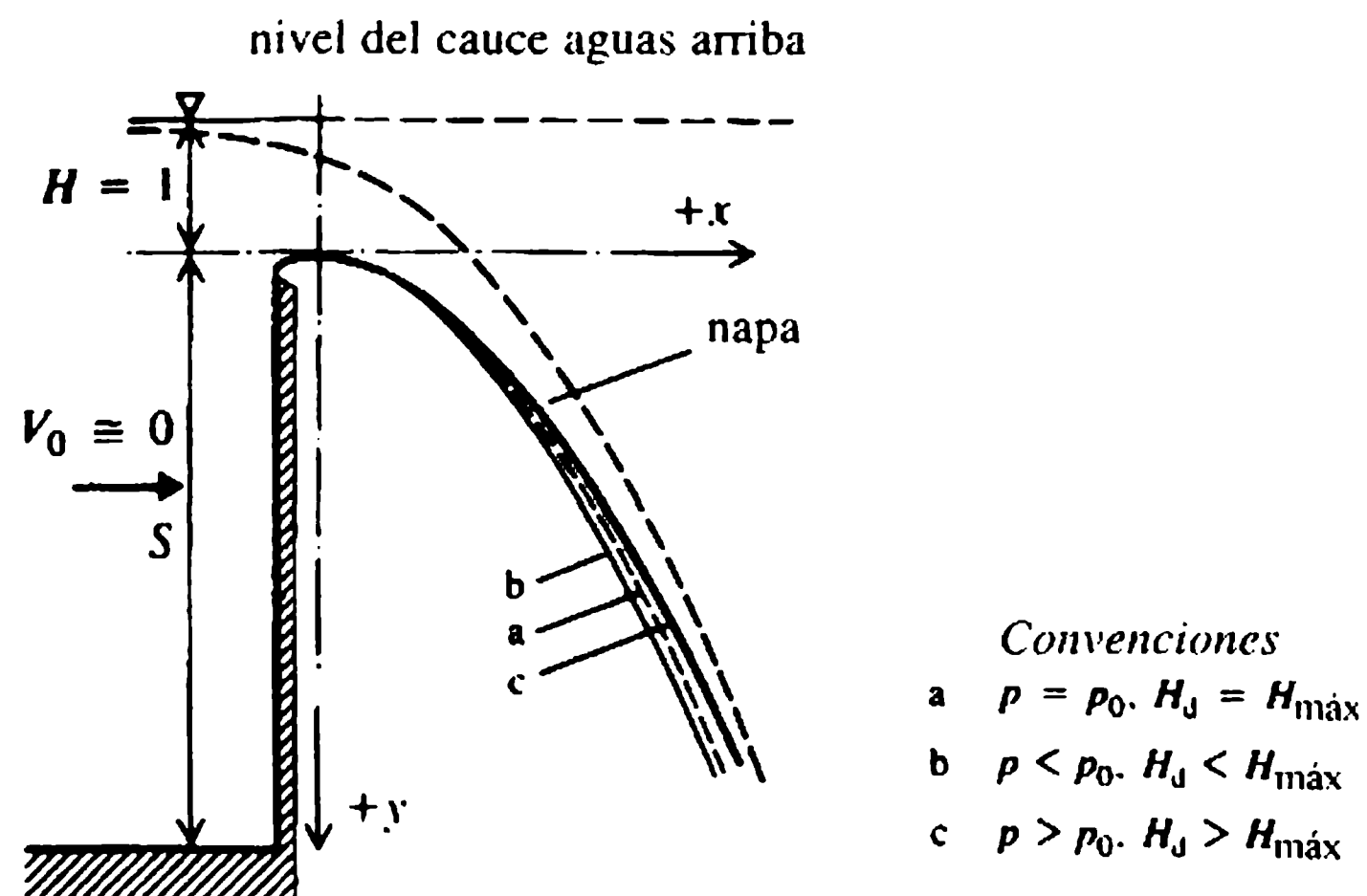
Para un vertedero de cresta delgada de ancho  $b$ , altura  $h$  y coeficiente de descarga  $C'_d$ , la ecuación de descarga es:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2} g^{1/2} b C'_d \left[ \left( h + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \right)^{3/2} - \left( \frac{\alpha V_0^2}{2g} \right)^{3/2} \right] \quad (4.15)$$

que, para  $V_0 \approx 0$ , se reduce a:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2} g^{1/2} b C'_d h^{3/2}. \quad (4.16)$$

$C'_d$  es cercano a 0.62 (sección 8.4).



**Figura 4.5** Deducción de la forma del vertedero libre.

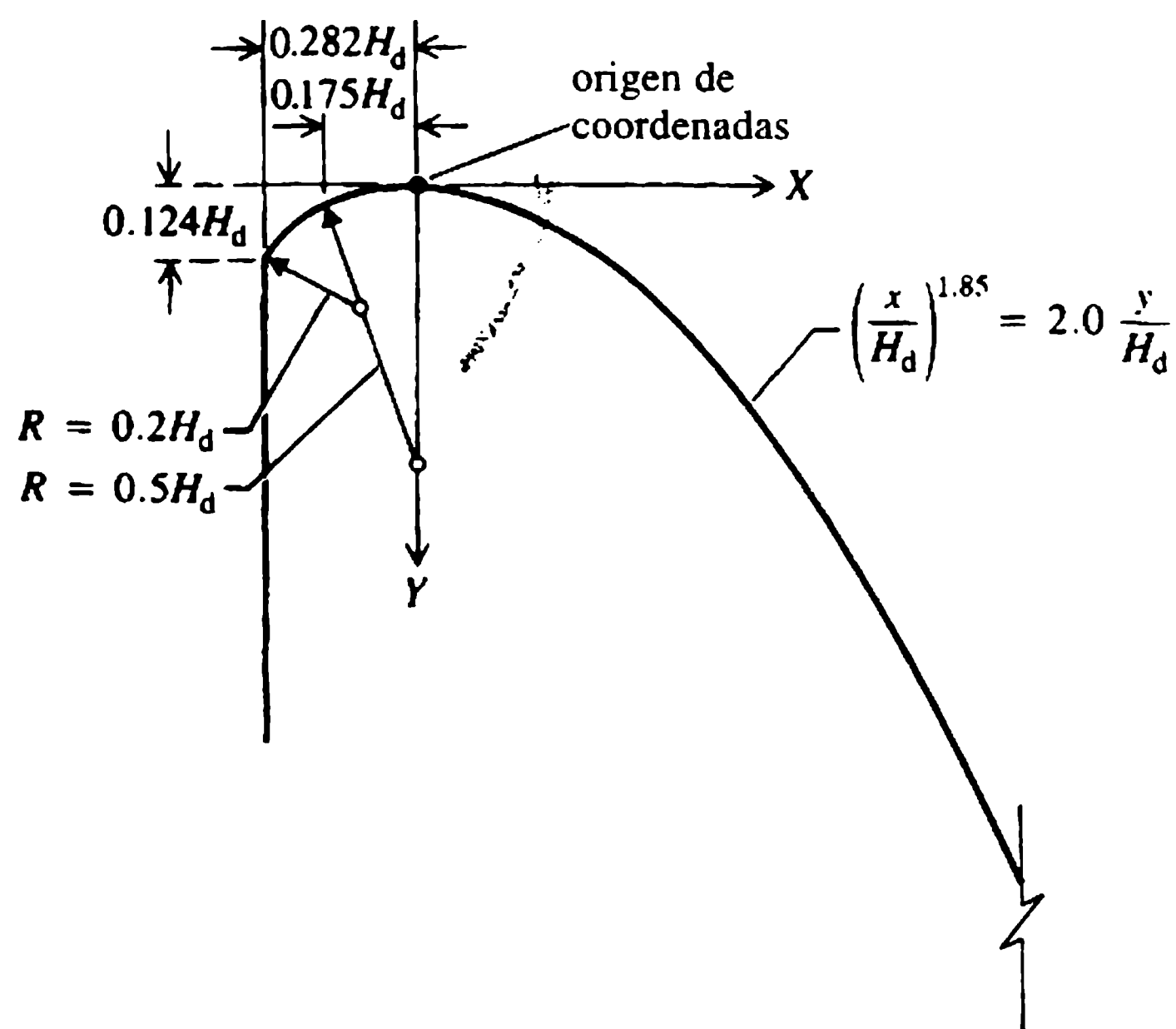
Scimemi (1937) expresó la forma de la napa en coordenadas  $x$  y  $y$ , con origen localizado en el punto más alto, para un valor unitario de  $H$  (figura 4.6) como:

$$y = Kx^n \quad (4.17)$$

con  $K = 0.5$  y  $n = 1.85$ .

Puesto que las napa para otros valores de  $H$  tienen forma similar, la ecuación (4.17) puede describirse como:

$$y/H = K(x/H)^n \quad (4.18a)$$



**Figura 4.6** Cresta de vertedero estándar (Estación Experimental de Vías Fluviales de la Armada de Estados Unidos, 1959).



o

$$y = Kx^n H^{1-n} = 0.5x^{1.85} H^{-0.85} \quad (4.18b)$$

[curva *a* en la figura 4.5 (Novak y Čábelka, 1981)]. Nótese que la cabeza por encima de la nueva cresta (origen)  $H$  es más pequeña que la cabeza  $h$  por encima de la cresta del vertedero de cresta delgada de bordes agudos, de donde se deduce la forma del vertedero total (ecuación 4.18a). Como, para  $K = 0.5$ , las presiones que actúan sobre la superficie definida por la ecuación (4.18) son atmosféricas ( $p_0$ ), para  $K > 0.5$  (curva *b*) las presiones que actúan sobre el vertedero serán negativas ( $p < p_0$ ), y para  $K < 0.5$  (curva *c*) positivas ( $p > p_0$ ).

Para un vertedero de caída libre se puede describir la ecuación (4.16) como:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2} g^{1/2} b C_d H^{3/2} \quad (4.19a)$$

o

$$Q = g^{1/2} b C_1 H^{3/2} \quad (4.19b)$$

o

$$Q = C_2 b H^{3/2} \quad (C_2 \text{ tiene dimensiones de } L^{1/2} T^{-1}). \quad (4.19c)$$

(Como  $H < h$  en la ecuación (4.19),  $C_d > 0.62$  para presiones atmosféricas).

Existen tres posibilidades para escoger la relación entre la cabeza de diseño  $H_d$  utilizada en la deducción de la forma del vertedero y la cabeza real máxima  $H_{\text{máx}}$ .

$$H_d \cong H_{\text{máx}}. \quad (4.20)$$

Para  $H_d = H_{\text{máx}}$  la presión es atmosférica y  $C_d = 0.745$ . Para  $H_d > H_{\text{máx}}$  la presión en el vertedero es mayor que la atmosférica y el coeficiente de descarga será  $0.578 < C_d < 0.745$ . El límite inferior  $C_d = 1/\sqrt{3}$  se aplica en vertederos de cresta ancha y se obtiene para valores muy pequeños de  $H_{\text{máx}}/H_d$  (por ejemplo, 0.05). Para  $H_d < H_{\text{máx}}$  resultan presiones negativas que alcanzan el nivel de cavitación para  $H = 2H_d$  con  $C_d = 0.825$ . Por seguridad se recomienda no exceder el valor de  $H_{\text{máx}} \approx 1.65H_d$  con  $C_d \approx 0.81$ , en cuyo caso debe evitarse la intrusión de aire en la superficie del vertedero, de lo contrario el chorro libre puede empezar a vibrar.

Algunos detalles adicionales del vertedero de caída libre estándar con  $H_d = H_{\text{máx}}$  se muestran en la figura 4.6 (US Bureau of Reclamation, 1987; Estación Experimental de Vías Fluviales de la Armada de Estados Unidos, 1959).

Para vertederos con compuertas, la colocación de umbrales de fondo  $0.2H$  aguas abajo de la cresta reduce de manera sustancial la tendencia a presiones negativas para efluentes bajo compuertas parcialmente elevadas. La descarga a través de compuertas semi-elevadas puede calcularse [figura 4.7 (a)] de:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g}^{1/2} b C_{d_1} (H^{3/2} - H_1^{3/2}) \quad (4.21a)$$

con  $C_{d_1} = 0.6$  o, mejor, de:

$$Q = C_{d_2} b a (2gH_c)^{1/2} \quad (4.21b)$$

donde  $a$  es la distancia del labio de la compuerta desde la superficie del vertedero, y  $H_c$  la cabeza efectiva del vertedero con compuertas ( $\approx H$ ).

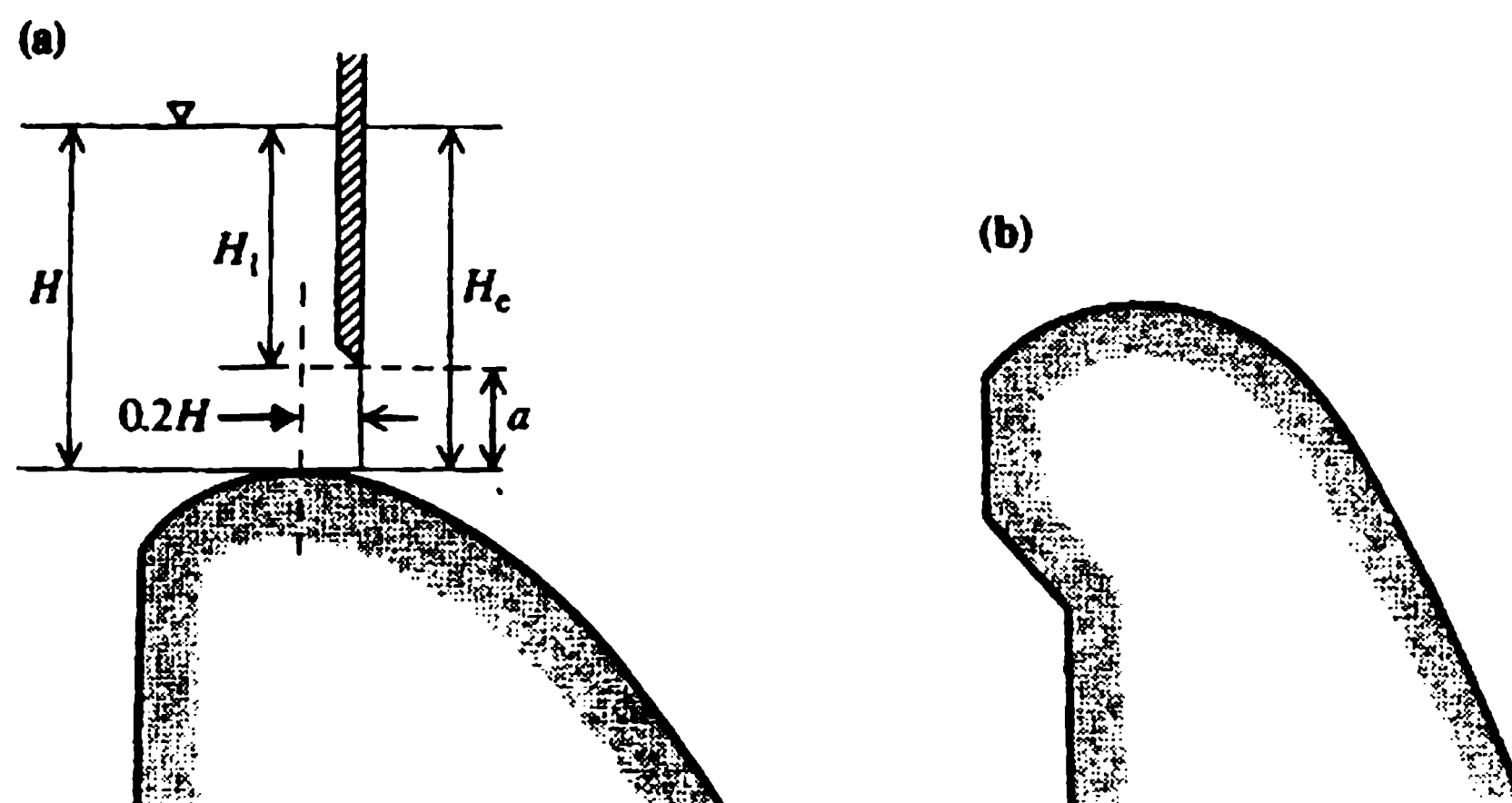
Para secciones delgadas de presas, por ejemplo en presas de arco, puede ser necesario hacer un desplazado en la cara aguas arriba del vertedero dentro del embalse a fin de ganar ancho suficiente para desarrollar la forma del vertedero [figura 4.7 (b)]; el efecto sobre el coeficiente de descarga es mínimo. Para detalles sobre los coeficientes de descarga para vertederos irregulares de caída libre *ver*, por ejemplo, Bradley (1952).

En las ecuaciones (4.19) y (4.21a),  $b$  es la longitud del vertedero. En el caso de que haya pilas sobre la cresta (por ejemplo, en vertederos con compuerta) esta longitud debe reducirse a:

$$b_c = b - knH \quad (4.22)$$

donde  $n$  es el número de contracciones y  $k$  un coeficiente que es una función de  $H$  y la forma de la pila. Para detalles sobre  $k$  y  $C_{d_2}$  de acuerdo con la ecuación (4.21b) *ver*, por ejemplo, Lencastre (1987) y Hager (1988). (En  $0.55 < C_{d_2} < 0.7$ ;  $0 < k < 0.09$  con el límite superior es para pilas semicirculares y  $H/H_d = 0.2$ ).

En el caso de presas de gravedad de concreto, el vertedero que se muestra en la figura 4.6 se continúa con una superficie plana (mediante una tangente que coincida con el paramento aguas abajo de la presa) al pie de la presa y dentro del tanque de amortiguación. Sin embargo, el vertedero puede terminar en una cara vertical con un chorro de caída libre (por ejemplo, en vertederos de presas de arco) o en forma de



**Figura 4.7** Vertedero de caída libre con (a) compuertas y (b) desplazado.

salto de esquí, seguido por un chorro más o menos disperso. Dado que estos dispositivos (excepto cuando son necesarios debido a la forma de la presa, como en presas de arco) se utilizan principalmente para aumentar la disipación de la energía, se analizarán con más detalle en el capítulo 5.

Un aspecto importante en el diseño es el punto en donde comienza la autoaireación de la napa de caída libre (en contacto con el vertedero). La mecánica del fenómeno de autoaireación se tratará en la sección 4.7.3; la distancia  $L_i$  (m) del punto de comienzo de la aireación medida a partir de la cresta puede estimarse utilizando la ecuación de Hickox:

$$L_i = 14.7q^{0.53} \approx 15q^{1/2} \quad (4.23)$$

donde  $q$  es el caudal específico (caudal por unidad de longitud  $\text{m}^2 \text{s}^{-1}$ ).

En 1980, ICOLD condujo un estudio de vertederos (de todos los tipos) que abarcaba 123 estructuras, 71 de las cuales operaban durante 100 días (Cassidy y Elder, 1984; ICOLD, 1986). La mayoría de aquellas donde se reportó erosión de la superficie estaban operando a velocidades máximas de flujo superiores a los  $30 \text{ m s}^{-1}$  y caudales específicos mayores a  $50 \text{ m}^2 \text{s}^{-1}$ . El estudio comprendía casos con  $20 \text{ m s}^{-1} < V_{\text{máx}} < 40 \text{ m s}^{-1}$  y  $5 \text{ m}^2 \text{s}^{-1} < q < 200 \text{ m}^2 \text{s}^{-1}$ . No todos los daños se debían necesariamente a la cavitación, aunque la mayoría lo era. Como se muestra en la sección 4.5 aun superficies de concreto ‘lisas’ requieren una gran precaución para velocidades mayores a  $30\text{-}35 \text{ m s}^{-1}$ , que corresponden a una cabeza de más de 50 m, si no se tienen en cuenta las pérdidas; en realidad, presas mucho más altas pueden tener velocidades muy por debajo de estos valores si se incluyen las pérdidas de energía (capítulo 5). El papel de valores grandes de  $q$  en el inicio de la autoaireación es evidente a partir de la ecuación (4.23) y por consiguiente, aún más, cuando el inicio del contacto del aire con la superficie del vertedero (lo que permite protección a la cavitación), es dilatado en proporción de  $q^{1/2}$ .

#### 4.7.2 VERTEDEROS DE CANAL LATERAL

Los vertederos de canal lateral se utilizan principalmente cuando no es posible o aconsejable utilizar un vertedero de caída libre directa, como, por ejemplo, en presas de relleno de tierra y enrocado. Se colocan al lado de la presa y constan del propio vertedero, la canaleta (canal) aguas abajo del vertedero, seguida de una rápida o túnel. Algunas veces se utiliza un vertedero curvo en planta, pero con frecuencia es recto y más o menos perpendicular al eje de la presa (figura 4.8); esto último ocurre en realidad en vertederos de compuertas.

En general, el vertedero de canal lateral se diseña como un vertedero de caída libre normal (sección 4.7.1). La profundidad, ancho y pendiente del lecho de la canaleta deben diseñarse de manera que aun el máximo caudal de creciente máxima pase en caída libre sobre toda la cresta del vertedero horizontal, para que no influya el nivel del embalse sobre el flujo en el canal. El ancho de la canaleta puede, por tanto, incrementarse en la dirección del flujo (figura 4.8). Desde el punto de vista de

la disipación de energía, cuanto más profundo sea el canal y más pendientes los lados que dan de cara al vertedero, es mejor; sin embargo, en la mayoría de los casos, esta forma es más costosa de construir que la de un canal ancho y pando con pendientes laterales moderadas. De ordinario, el resultado es un acuerdo, como se muestra en la figura 4.9.

En el vertedero de canal lateral, el flujo es un ejemplo de flujo no uniforme espacialmente variado que se resuelve aplicando el principio de conservación de *momentum*, suponiendo que el afluente lateral en el canal (figura 4.9) no tiene *momentum* con la dirección del flujo, pero que existe una disipación de energía sustancial en el canal. Teniendo en cuenta la pendiente del canal,  $S_0$ , y la resistencia (pendiente de fricción  $S_f$ ) resulta, para una sección transversal del canal,  $A$ , perímetro mojado  $P$ , profundidad  $y^+$  del centro de gravedad de la sección  $A$  y longitud (con la dirección del flujo)  $\Delta X$ , en:

$$\frac{dM}{dx} = \frac{d}{dx} \left( \frac{Q^2}{gA} + Ay^+ \right) = A(S_0 - S_f). \quad (4.24)$$

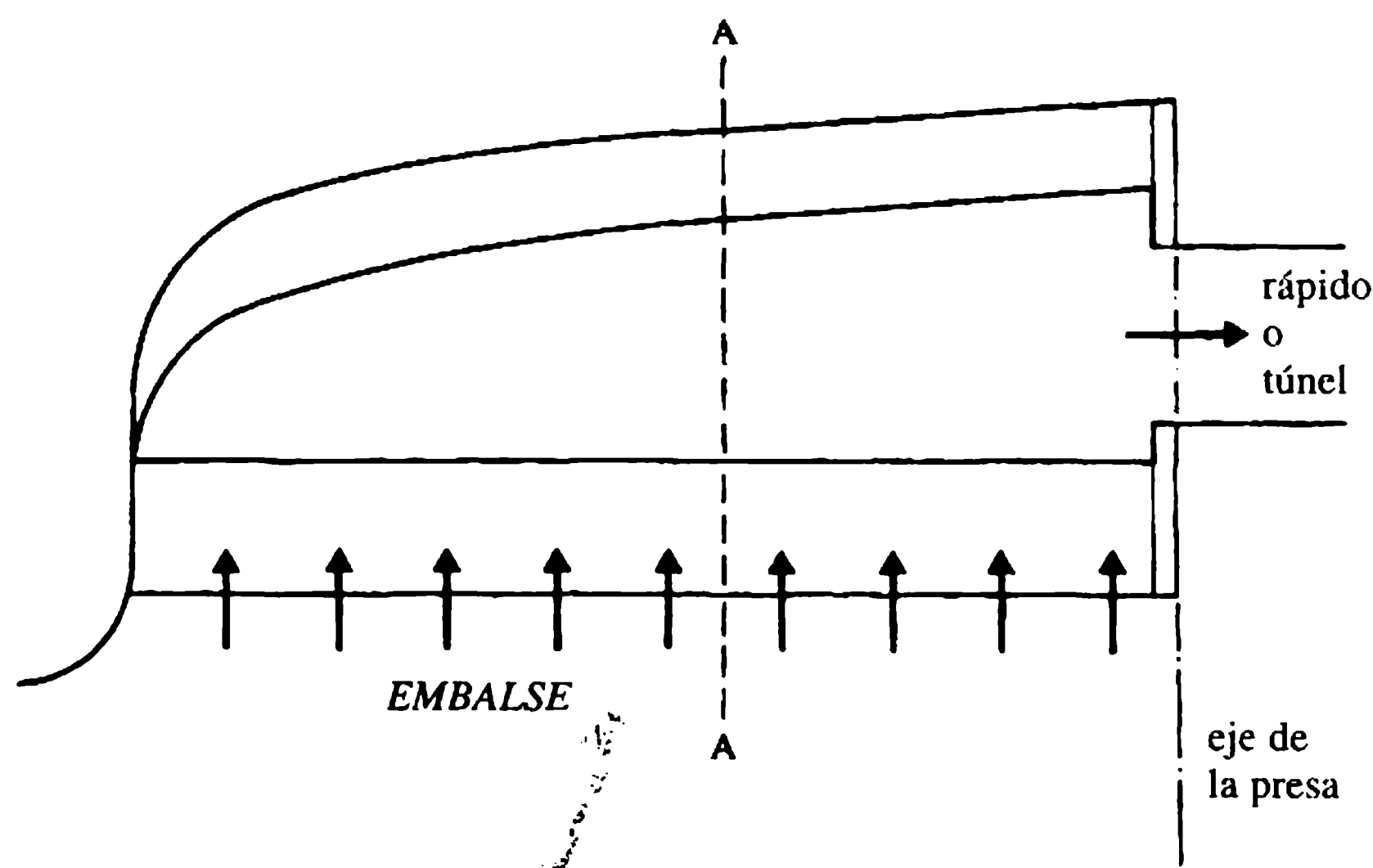


Figura 4.8 Vertedero de canal lateral: planta.

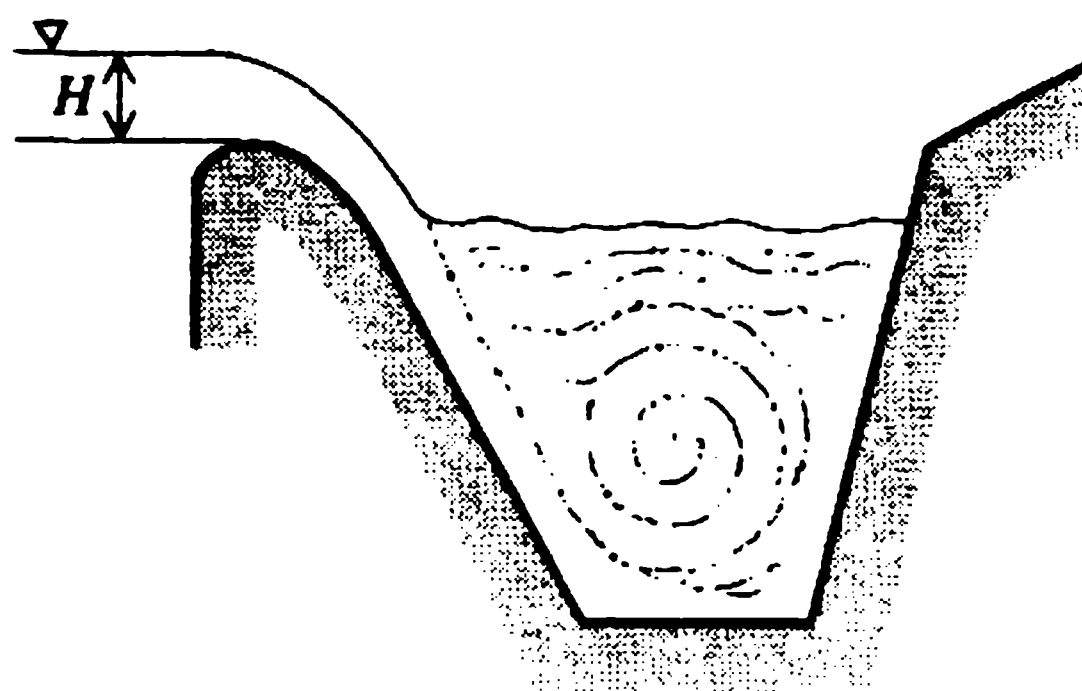


Figura 4.9 Vertedero de canal lateral: sección A-A.

La ecuación (4.24) puede resolverse mediante métodos numéricos, dando también como resultado la ecuación diferencial del flujo:

$$\frac{dy}{dx} = \left( S_0 - S_f - \frac{2Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx} \right) / (1 - Fr^2). \quad (4.25)$$

Con certeza, el flujo en el canal será subcrítico en el tramo aguas arriba, pero en el extremo aguas abajo puede cambiar a supercrítico. El flujo crítico ocurre para  $Fr = 1$ , pero como  $dy/dx$  tiene un valor finito para el flujo crítico:

$$S_0 - S_f - \frac{2Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx} = 0.$$

Para  $Q = 2/3 C_d \sqrt{2g^{1/2}} H^{3/2} x = qx$ ,  $dQ/dx = q$  (con  $q = 2/3 C_d \sqrt{2g^{1/2}} H^{3/2} = \text{constante}$ ).

Para  $Fr^2 = Q^2 B / gA^3 = 1$  ( $B$  es el ancho superficial del agua en el canal), la condición anterior conduce a:

$$S_0 = \frac{gP}{C^2 B} + \frac{2}{B} \left( \frac{q^2 B}{gx} \right)^{1/3} \quad (4.26)$$

donde  $C$  es el coeficiente de Chézy.

Para  $P = P_c$  y  $B = B_c$  (sección crítica) se puede calcular la pendiente crítica  $S_{0c}$  a partir de la ecuación (4.26) con control del efluente del canal en  $x = L$ . Para que ocurra una sección crítica dentro del canal, o la pendiente  $S_0$  debe ser superior al valor dado en la ecuación (4.26) para  $x = L$ ,  $P = P_c$  y  $B = B_c$  o la longitud  $L$  del vertedero (canal) debe ser mayor que:

$$x \geq 8q^2 \left[ gB_c^2 \left( S_0 - \frac{gP_c}{C^2 B_c} \right)^3 \right]^{-1}. \quad (4.27)$$

La ecuación (4.25) se puede integrar para un canal con sección rectangular y para  $S_0 \approx S_f = 0$ , lo cual da como resultado:

$$x/L = \frac{y}{y_L} \left( 1 + \frac{1}{2Fr_L^2} \right) - \left( \frac{y}{y_L} \right)^3 \frac{1}{2Fr_L^2} \quad (4.28)$$

que relaciona  $x$  y la profundidad del flujo en el canal  $y$ ; el índice  $L$  indica la sección de entrega (final) ( $x = L$ ). Para una profundidad crítica  $y_c$  en  $x = L$ , la ecuación (4.28) arroja:

$$x/L = \frac{y}{y_c} \left[ 1.5 - 0.5 \left( \frac{y}{y_c} \right)^2 \right]. \quad (4.29)$$

De la ecuación (4.24), después de sustituir:

$$dM/dx = A \frac{dy}{dx} + \frac{d}{dx} \left( \frac{VQ}{g} \right)$$

el esquema de integración numérica puede, entre dos secciones consecutivas, expresarse de la siguiente forma (Chow, 1983):

$$\Delta y = - \frac{\alpha Q_1 (V_1 + V_2)}{g(Q_1 + Q_2)} \left( \Delta V + \frac{V_2 \Delta Q}{Q_1} \right) + (S_0 - S_f) \Delta x. \quad (4.30)$$

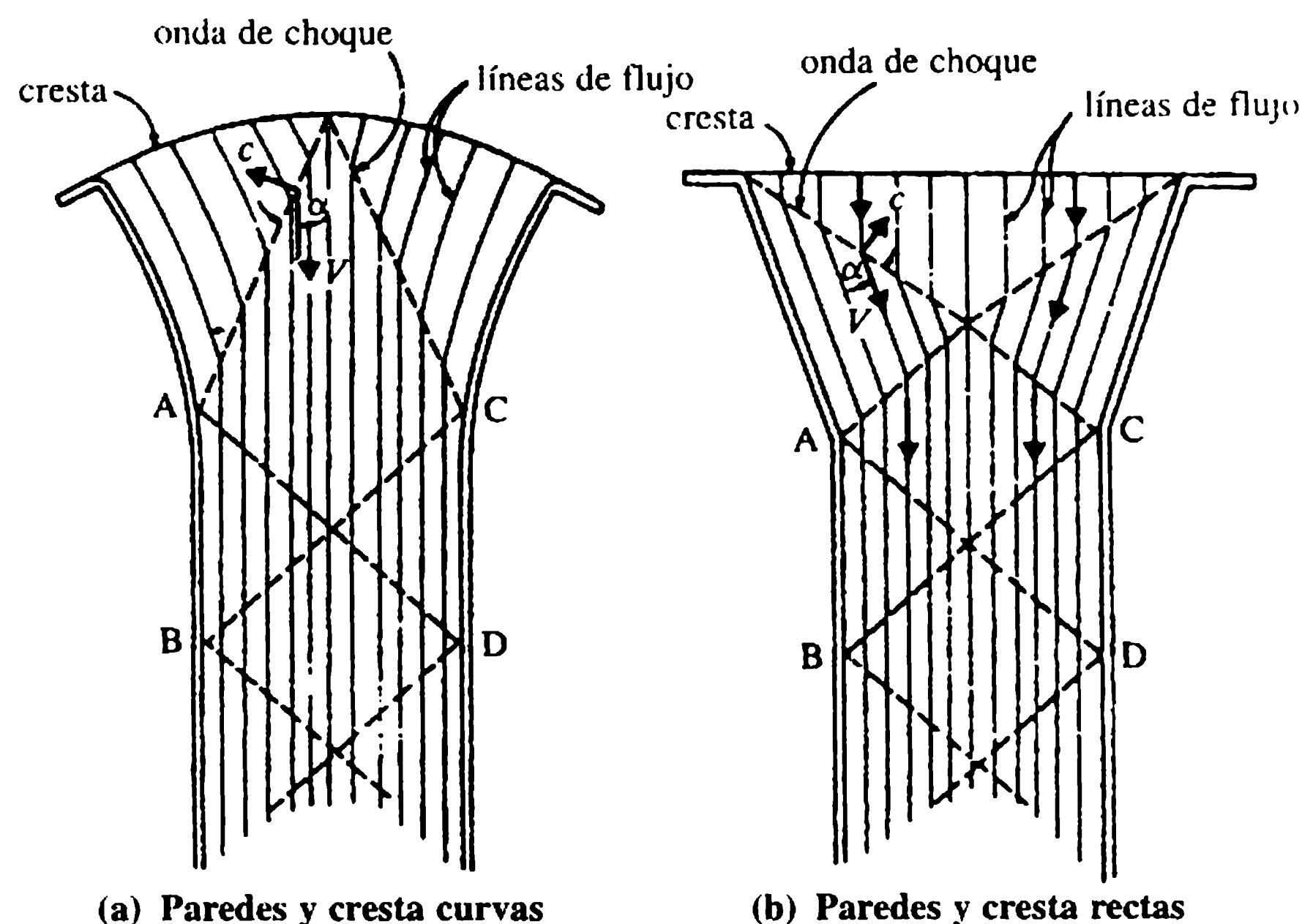
La ecuación (4.30) puede resolverse mediante ensayo y error para  $\Delta y$ , conocidos  $Q_1$ ,  $V_1$ ,  $S_0$ ,  $\Delta x$ ,  $Q_2$  y la forma del canal y un valor supuesto de  $y_2$  (y por tanto de  $V_2$ ) que debe concordar con  $\Delta y = y_2 - y_1$  dado por la ecuación (4.30). La solución comienza a partir de la sección de control aguas arriba; la sección de control es tanto el efluente del canal como la sección de profundidad crítica dentro del canal, cuya posición se determina a partir de la ecuación (4.27). Si los cálculos muestran que habrá un flujo no modular con una longitud sustancial en el tramo aguas arriba del vertedero con canal lateral (o, de forma alterna, que el canal es innecesariamente largo), se deben alterar los parámetros de diseño.

### 4.7.3 RÁPIDAS

Una rápida es un canal con pendiente alta que conduce la descarga desde un vertedero de caída libre de canal lateral o de forma especial (como laberinto) por las laderas del valle al río aguas abajo. El diseño de las rápidas requiere manejar tres problemas asociados con el flujo supercrítico: ondas de interferencia, ondas de traslación y (auto) aireación.

Las **ondas de interferencia** (ondas transversales, ondas estacionarias) son ondas de choque que ocurren siempre que entradas (figura 4.10), cambios de sección, dirección o pendiente, pilas de puente, etc., interfieran con el flujo supercrítico. Son ondas estacionarias, cuya posición depende del caudal; su principal importancia radica en que requieren un incremento en el borde libre y paredes laterales más altas de la rápida, ya que el agua tiende a 'apilarse' en puntos en donde las ondas encuentran las paredes laterales (por ejemplo, puntos B y D en la figura 4.10). Las ondas también pueden crear dificultades adicionales en los disipadores de energía si persisten aguas abajo (lo que ocurre rara vez porque ellas desaparecen una vez el flujo se airea). Pueden minimizarse perfilando con cuidado cualquier cambio necesario en la sección transversal y haciendo transiciones con la dirección y en la pendiente de forma gradual, tanto como sea posible. Si la rápida es relativamente larga, una reducción muy paulatina del ancho conmensurable con la aceleración del flujo puede producir ahorros en el costo; cerca de su efluente la rápida puede ensancharse de manera progresiva para reducir el caudal por unidad de ancho y profundidad (y el





**Figura 4.10** Ondas de interferencia en la toma de una rápida (Cassidy y Elder, 1984)

riesgo de cavitación), y aumentar la disipación de energía. Es mejor evitar cualquier otra forma de interferencia con el flujo.

El tratamiento básico de la hidráulica de las ondas de choque puede encontrarse por ejemplo en Henderson (1966) y consideraciones de diseño en Chow (1983) (siguiendo el trabajo clásico de Ippen y Knapp). Brevemente, para una inclinación  $\beta$  de la onda de choque con respecto a la dirección del flujo y la relación entre las profundidades aguas abajo y aguas arriba  $y_2$  y  $y_1$  cercana a 1,  $Fr_1 \sin \beta = 1$ . Para valores de  $y_2/y_1$  bastante mayores que 1,

$$Fr_1 \sin \beta = \left[ \frac{1}{2} \frac{y_2}{y_1} \left( \frac{y_2}{y_1} + 1 \right) \right]^{1/2}. \quad (4.31)$$

Al sustituir  $y_2/y_1 = \tan \beta / \tan (\beta - \theta)$  (de las ecuaciones de continuidad y *momentum*) con  $\theta$  como el ángulo de deflexión en la pared, resulta:

$$\frac{\tan \beta}{\tan (\beta - \theta)} = \frac{1}{2} [(1 + 8Fr_1^2 \sin^2 \beta)^{1/2} - 1]. \quad (4.32)$$

Hager (Hager *et al.*, 1994) simplifica la ecuación anterior a:

$$y_2/y_1 = \sqrt{2}Fr_1 \sin \beta - 1/2, \quad (4.33)$$

$$\beta = \theta + 3/(2\sqrt{2}Fr_1). \quad (4.34)$$

Para valores pequeños de  $\beta$  y  $y_2/y_1 > 2$  puede escribirse como:

$$y_2/y_1 = 1 + \sqrt{2}Fr_1 \theta. \quad (4.35)$$

En este caso, la profundidad máxima en la pared  $y_w$  (importante para el borde libre) ocurre a una distancia de cerca de  $1.75 y_1 Fr_1$  desde el punto de deflexión en la pared y está dado por:

$$y_w/y_1 = 1 + \sqrt{2} Fr_1 \theta (1 + Fr_1 \theta/4). \quad (4.36)$$

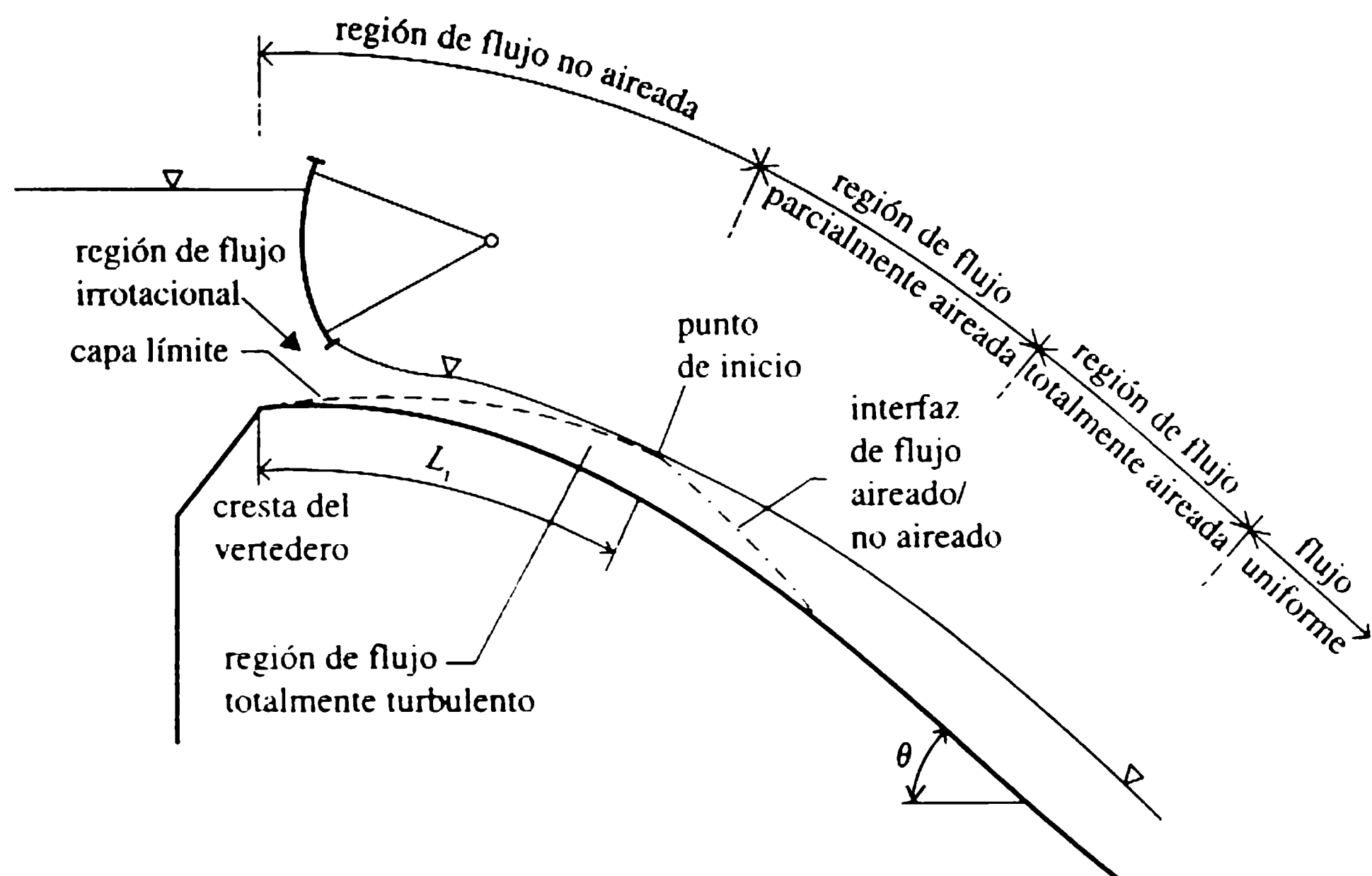
La reducción de las ondas de choque puede lograrse por uno (o una combinación) de tres métodos (Vischer y Hager, 1994): por reducción en el número de choque  $Fr_1 \theta$  (con certeza el método más efectivo), por interferencia de ondas (por ejemplo, en las contracciones del canal—aplicable sólo a flujo de aproximación) o por elementos reductores en el lecho y/o fondo. La modificación de la geometría de la rápida incluyendo ‘banqueo’ y soleras curvas es, a menudo, exitosa pero no necesariamente económica. Los elementos en el lecho incluyen bloques o escalones oblicuos (Ellis, 1989).

Las pilas de las compuertas sobre la cresta de los vertederos también inducen ondas de choque; se hicieron intentos previos (no muy exitosos) para reducir las ‘colas de gallo’, mediante formas de la pila aguas abajo perfiladas de forma especial, pero en la actualidad se utilizan a menudo pilas rectangulares y se toleran las ondas de choque resultantes (Vischer, 1988).

**Ondas de traslación** (ondas de rizo) se originan en ciertas condiciones a partir de la estructura del flujo supercrítico y, como su nombre lo implica, se mueven con el flujo en forma directa hacia el tanque de amortiguación. De nuevo requieren un borde libre más alto e imparten impulsos de flujo no permanente al tanque de amortiguación que podrían causar su falla (Arsenishvili, 1965). Ocurren en pendientes con  $0.02 < S < 0.35$  (intervalo muy amplio que cubre la mayoría de las rápidas), pero incluso pueden evitarse si la relación entre la profundidad y el perímetro mojado supera 0.1. También pueden evitarse introduciendo rugosidad artificial a la superficie de la rápida lo que es, por supuesto, contrario al control de la cavitación. El mejor método es diseñar el vertedero con una relación profundidad: perímetro superior a 0.1 para la descarga máxima, y tolerar las ondas de rizo en flujos bajos cuando no son peligrosas para el tanque de amortiguación y no requieren un borde libre adicional.

**La (auto)aireación** es el aspecto más importante del flujo supercrítico. Aunque benéfico para la disipación de energía y la protección de la cavitación, produce un incremento de la profundidad del flujo (hinchazón), siendo necesario aumentar las paredes laterales de la rápida.

La transición del flujo crítico en la cresta, a través de flujo no aireado, no uniforme supercrítico, luego a flujo parcial y totalmente aireado no uniforme hasta el final, flujo aireado uniforme se muestra esquemáticamente en la figura 4.11; la profundidad del flujo,  $y_a$ , puede compararse con la de un flujo no aireado uniforme,  $y_0$ , para obtener el incremento,  $\Delta y = y_a - y_0$ , en el flujo aireado. El principio de la aireación ocurre en el punto donde la capa límite turbulenta penetra el flujo en toda la profundidad. Esta posición puede calcularse combinando las ecuaciones del flujo no uniforme (no aireado) con la ecuación del crecimiento de la capa límite turbulenta o (suficiente para propósitos de diseño preliminar) de la ecuación (4.23). (Este punto puede distinguirse con claridad en experimentos modelos por el inicio de una



**Figura 4.11** Desarrollo del flujo en una rápida (Ackers y Priestley, 1985).

superficie rugosa de agua aunque, debido a la tensión superficial desproporcionadamente alta, en realidad no entra aire al vertedero modelo).

Ackers y Priestley (1985) mencionan una ecuación simple del crecimiento de la capa límite  $\delta$  con la distancia  $L$ :

$$\delta/L = 0.0212(L/H_s)^{0.11}(L/k)^{-0.10} \quad (4.37)$$

donde  $H_s$  es la cabeza de velocidad del flujo potencial y  $k$  es el valor de rugosidad equivalente. La ecuación (4.37) se dedujo principalmente a partir de datos de campo en vertederos de presas de gravedad de concreto.

Los niveles de agua en el flujo no aireado, no uniforme, pueden determinarse mediante cálculos estándares de flujo no uniforme. El cálculo del flujo no uniforme parcial y totalmente aireado se sale del alcance de este texto pero se encuentra en, por ejemplo, Wood, Ackers y Loveless (1983), Haindl (1984), Ackers y Priestley (1985) y Naudascher (1987). Como estimación aproximativa, es posible tomar la distancia desde el principio de aireación al punto donde el aire alcanza el vertedero (y entonces proporcionar alguna protección contra la cavitación) como la dada también por la ecuación (4.23).

La importante profundidad del flujo uniforme aireado,  $y_a$ , se puede estimar de varias maneras. Al escribir concentraciones promedio del aire como  $C = Q_a/(Q_a + Q)$ , ( $Q_a$  es el caudal de aire), la relación entre el caudal del agua y el caudal total de la mezcla de aire y agua como  $\rho_1 = Q/(Q_a + Q)$  y la relación entre el aire y el caudal del agua como  $\beta = Q_a/Q$ , se tiene:

$$C = 1 - \rho_1 = \beta/(\beta + 1). \quad (4.38)$$

Para una rápida rectangular:

$$\rho_1 = Q/(Q_a + Q) = y_0/y_a \quad (4.39)$$

donde  $y_0$  es la profundidad del flujo (uniforme) no aireado.

Wood (1991) define  $C$  utilizando la profundidad,  $y'$ , donde la concentración del aire es 90%, como:

$$C = 1 - y_0/y'. \quad (4.40)$$

Para una estimación rápida de  $y_a$  se pueden utilizar las ecuaciones aproximadas:

$$y_a = c_1 y_c = c_1 (q^2/g)^{1/3} \quad (4.41)$$

con el coeficiente  $c_1$  en el rango  $0.32 < c_1 < 0.37$ , o:

$$(y_a - y_0)/y_0 = 0.1(0.2 Fr^2 - 1)^{1/2}. \quad (4.42)$$

Experimentos de Straub y Anderson (1958) han demostrado que la relación entre el factor de fricción para un vertedero aireado,  $\lambda_a$ , y el no aireado,  $\lambda$ , disminuye con el incremento de la concentración del aire de forma aproximada de acuerdo con (Ackers y Priestley, 1985):

$$\lambda_a/\lambda = 1 - 1.9C^2 \quad (4.43)$$

para  $C < 0.65$ . Para  $C > 0.65$ ,  $\lambda_a/\lambda$  permanece constante en 0.2.

Con base en la información de Anderson (Comité de la ASCE, 1961; Anderson, 1965) para vertederos rugosos y lisos después de ajustar una curva, se obtienen las siguientes ecuaciones para la concentración de aire en el sistema internacional de unidades. Para vertederos rugosos (rugosidad equivalente 1.2 mm),

$$C = 0.7226 + 0.743 \log S/q^{1/5} \quad (4.44)$$

para  $0.16 < S/q^{1/5} < 1.4$ . Para vertederos lisos,

$$C = 0.5027(S/q^{2/3})^{0.385} \quad (4.45)$$

para  $0.23 < S/q^{2/3} < 2.3$  [ $q$  en las ecuaciones (4.44) y (4.45) está en  $m^2 s^{-1}$ ]. Cuando se emplea cualquiera de estas ecuaciones es importante no exceder los límites (experimentales) dados; aun así, las ecuaciones tienden a subestimar  $C$  en el extremo inferior del intervalo.

De acuerdo con la ecuación (4.38) es evidente que,  $y_0$  en realidad, debe determinarse del componente del caudal de agua en la mezcla agua y aire (suponiendo que ambas partes tienen velocidades iguales). Como se puede ver en las ecuaciones (4.43) y (4.48), el coeficiente de fricción del flujo aireado es menor que el del no aireado, lo cual significa que la profundidad del componente del agua  $y'_0 = \int_0^\infty (1 - C) dy$  es menor que  $y_0$  para  $C > 0$ . De acuerdo con Straub y Anderson para  $0 < C < 0.7$ ,  $1 > y'_0/y_0 > 0.75$ ,  $y'_0/y_0$  desviándose de forma significativa de 1 sólo para  $C > 0.4$  (para  $C = 0.4$ ,  $y'_0/y_0 = 0.95$ ).

Falvey (1980) desarrolló una ecuación para  $0 < C < 0.6$  y vertederos lisos (pendiente  $\theta$ ) que incluye el efecto de la tensión superficial utilizando el número de Weber  $We[V/(\sigma/\rho y_0)^{1/2}]$ ;

$$C = 0.05 Fr - (\text{sen } \theta)^{1/2} We / 63 Fr. \quad (4.46)$$

Para vertederos relativamente angostos, Hall (1942) sugirió el uso de la ecuación de Manning para flujo aireado:

$$V = \frac{R_a^{2/3}}{n} S^{1/2} \quad (4.47)$$

y

$$V = \frac{R^{2/3}}{n_a} S^{1/2} \quad (4.48)$$

donde  $n_a < n$  [ecuación (4.43)] y:

$$\frac{1 - \rho_1}{\rho_1} = c_1 \frac{V^2}{gR} + c_2 \quad (4.49)$$

donde para las superficies lisas de concreto  $c_2 \approx 0$  y  $c_1 \approx 0.006$ .

Al escribir  $R = by/(b+2y) = q/(V+K)$ , donde  $K = 2q/b$ , las ecuaciones (4.47)-(4.49) dan como resultado:

$$V = \frac{S^{1/2}}{n} \left( \frac{q}{V+K} \right)^{2/3} \left[ 1 + c_1 \frac{V^2}{gq} (V+K) \right]^{2/3} / \left[ 1 + \frac{2c_1 V^2}{gb} \right]^{2/3}. \quad (4.50)$$

Para valores pequeños de  $K$ , la ecuación (4.50) arroja:

$$V \approx \frac{S^{1/2} q^{2/3}}{n V^{2/3}} \left( 1 + c_1 \frac{V^3}{qg} \right)^{2/3}. \quad (4.51)$$

Implícitas en la velocidad, las ecuaciones (4.50) y (4.51), cuando se resuelven dan  $\rho_1$  (ecuación 4.49) y, en consecuencia, la profundidad del flujo aireado uniforme y (ejemplo 4.4).

Wood (1991) calculó nuevamente la información de Straub y representó en gráficas la concentración promedio (%) como una función de la pendiente de la rápida  $\theta$ . El resultado puede aproximarse como:

$$\text{para } 0^\circ < \theta < 40^\circ, \quad C = (3/2)\theta;$$

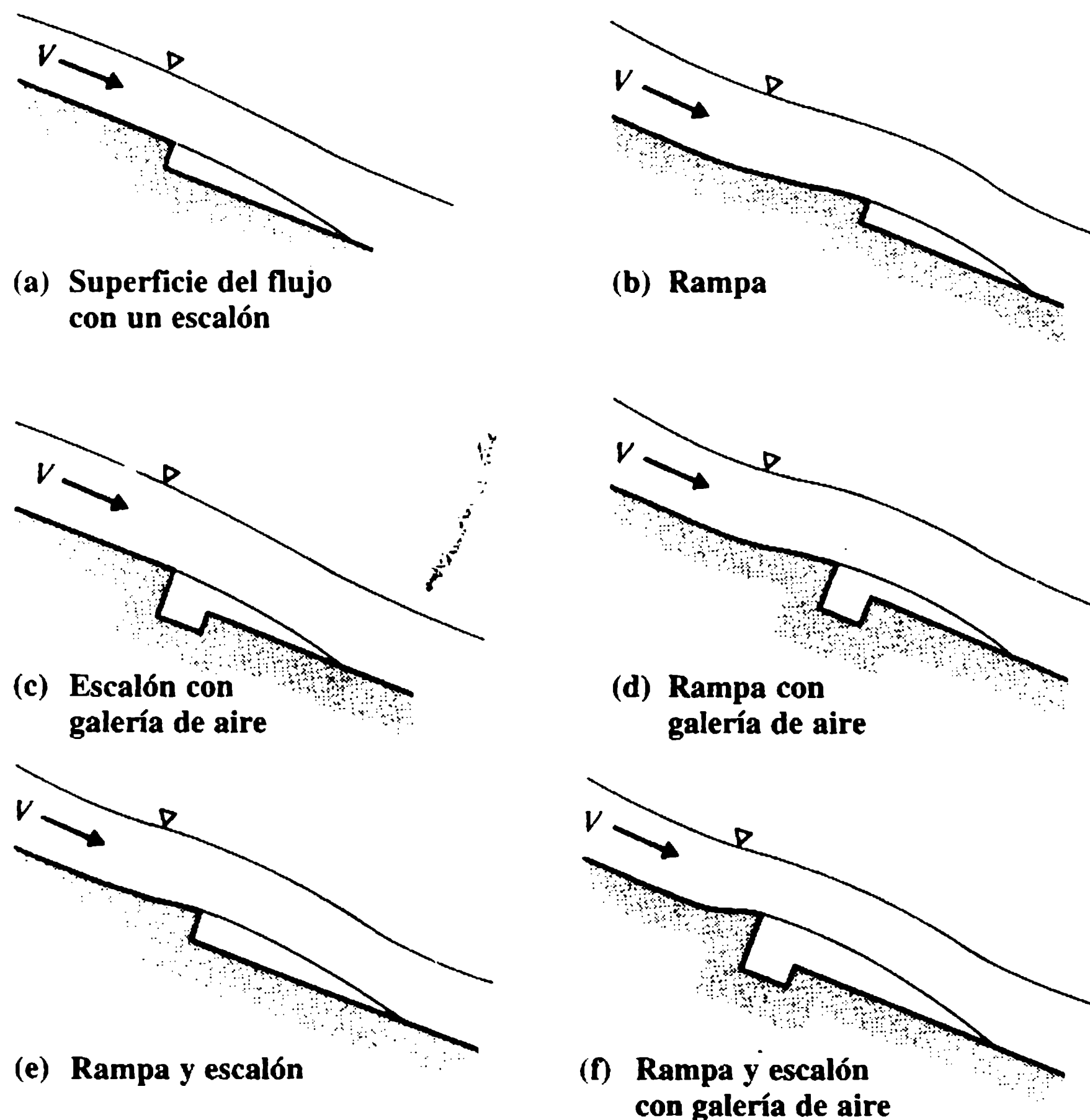
$$\text{para } 40^\circ < \theta < 70^\circ, \quad C = 45 + 0.36\theta. \quad (4.52)$$

Junto con la ecuación (4.43) permiten el cálculo de  $y_a$  (ver ejemplo 4.4).

Puede apreciarse que el flujo aireado uniforme se alcanza sólo para distancias considerables a partir de la cresta del vertedero y en muchos rápidos puede que no se

alcance del todo, en particular si el caudal específico  $q$  es grande ( $q > 50 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ ). Desde el punto de vista de la protección contra la cavitación se requiere también una concentración mínima de aire en contacto con el vertedero (cerca de 7%); las ecuaciones (4.41)-(4.52) sólo dan la concentración promedio, que probablemente debe exceder 30% para proporcionar la concentración de aire mínima necesaria en la superficie del vertedero (ver, por ejemplo, Wood, 1991).

A fin de proporcionar protección contra la cavitación en los casos donde no hay aire en contacto con el vertedero, o la concentración del aire es insuficiente y las velocidades son suficientemente altas para hacer que los daños por cavitación sean una posibilidad real, se ha desarrollado la aireación 'artificial' por aireadores (Pinto, 1991; Volkhart y Rutschmann, 1991). Estos aireadores tienen la forma de deflectores (rampas), desniveles (escalones) o ranuras, o una combinación de dos o tres de ellos (figura 4.12). La forma más frecuente usada en vertederos es la combinación de un deflector con una saliente. Se suministra de manera automática aire a la superficie del vertedero mediante ductos de aire a medida que la separación del flujo hace que la presión aguas abajo del aireador caiga por debajo de la atmosférica; el (los) ducto(s) de aire debe(n) diseñarse para controlar esta caída de presión dentro de límites aceptables. Dado que las burbujas de aire no permanecen en contacto con el vertedero sino que se elevan a la superficie del agua, se necesita una serie de aireadores para alcanzar la concentración de aire mínima requerida en la superficie del



**Figura 4.12** Tipos de estructuras de aireación (Cassidy y Elder, 1984).



vertedero. Cuanto más alta sea la velocidad del flujo, más grande puede ser la distancia entre los aireadores; en términos generales, la distancia en metros debe ser de 1 a 2 veces la velocidad media del flujo (en  $\text{m s}^{-1}$ ).

Para el cálculo del caudal de aire a través de un aireador, Pinto (1991) recomienda (a partir de medidas en prototipos),

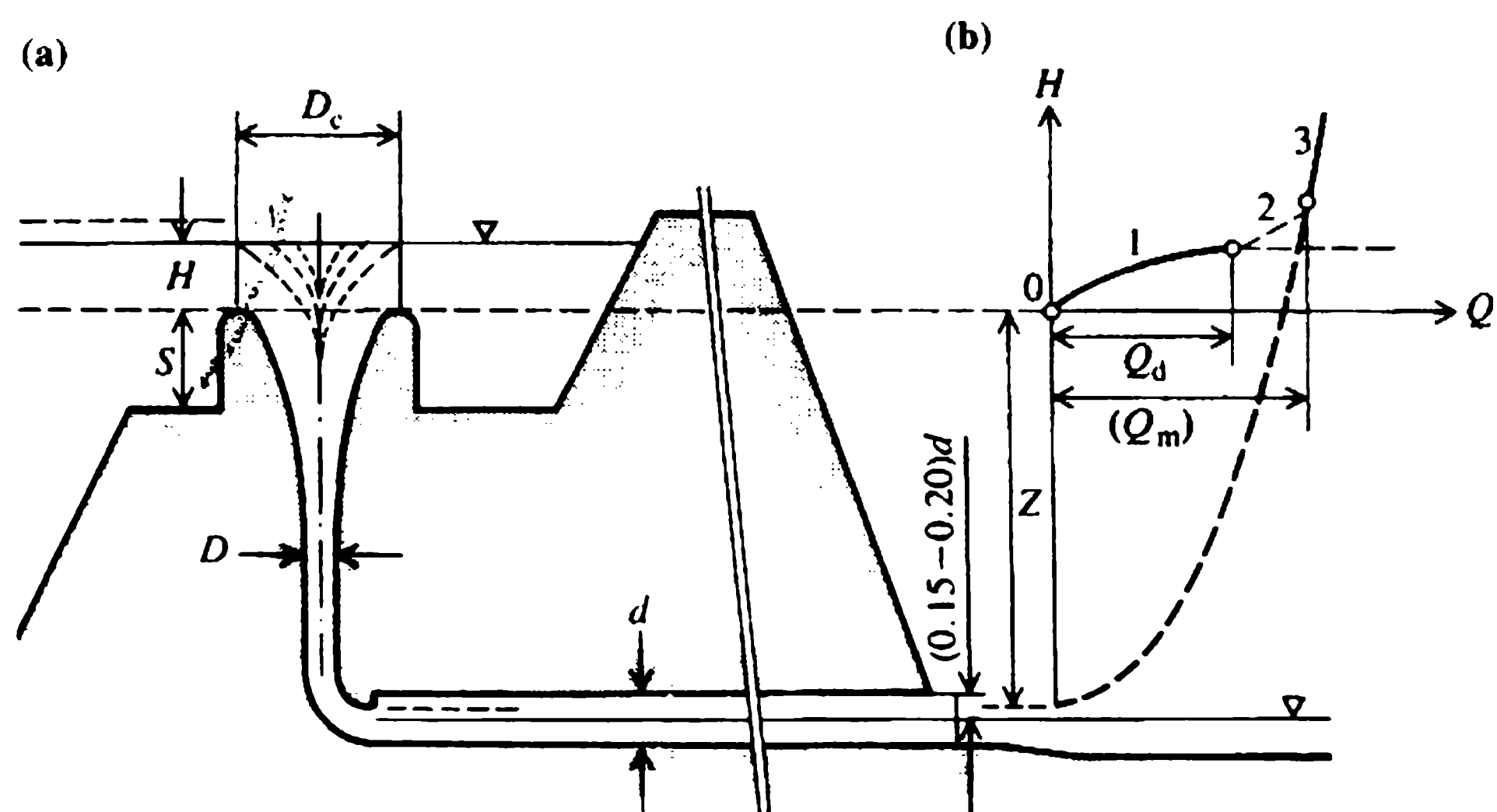
$$\beta = q_a/q = 0.29(Fr - 1)^{0.62}(D/y)^{0.59} \quad (4.53)$$

donde  $Fr$  es el número de Froude justo aguas arriba del aireador, y  $D = cA/b$ , donde  $A$  es el área del orificio de control del aireador,  $c$  el coeficiente del caudal y  $b$  el ancho de la rápida. El flujo total del aire para una presión negativa promedio bajo la napa en el aireador  $\Delta p$  es entonces:

$$Q_a = q_a b = cA(2 \Delta p / \rho_a)^{1/2}. \quad (4.54)$$

#### 4.7.4 VERTEDEROS DE POZO

Un vertedero de pozo (*morning glory*)\* consiste en un vertedero en forma de embudo, por lo general de planta circular, un pozo vertical (algunas veces con pendiente), un codo y un túnel que termina en una salida. Los vertederos de pozo pueden combinarse con una torre de aspiración; el túnel también puede utilizarse como parte de una descarga de fondo o de un canal de fuga de una turbina. Las componentes principales y la curva de caudales de un vertedero se muestran en el esquema de la figura 4.13.



**Figura 4.13** Vertedero de pozo.

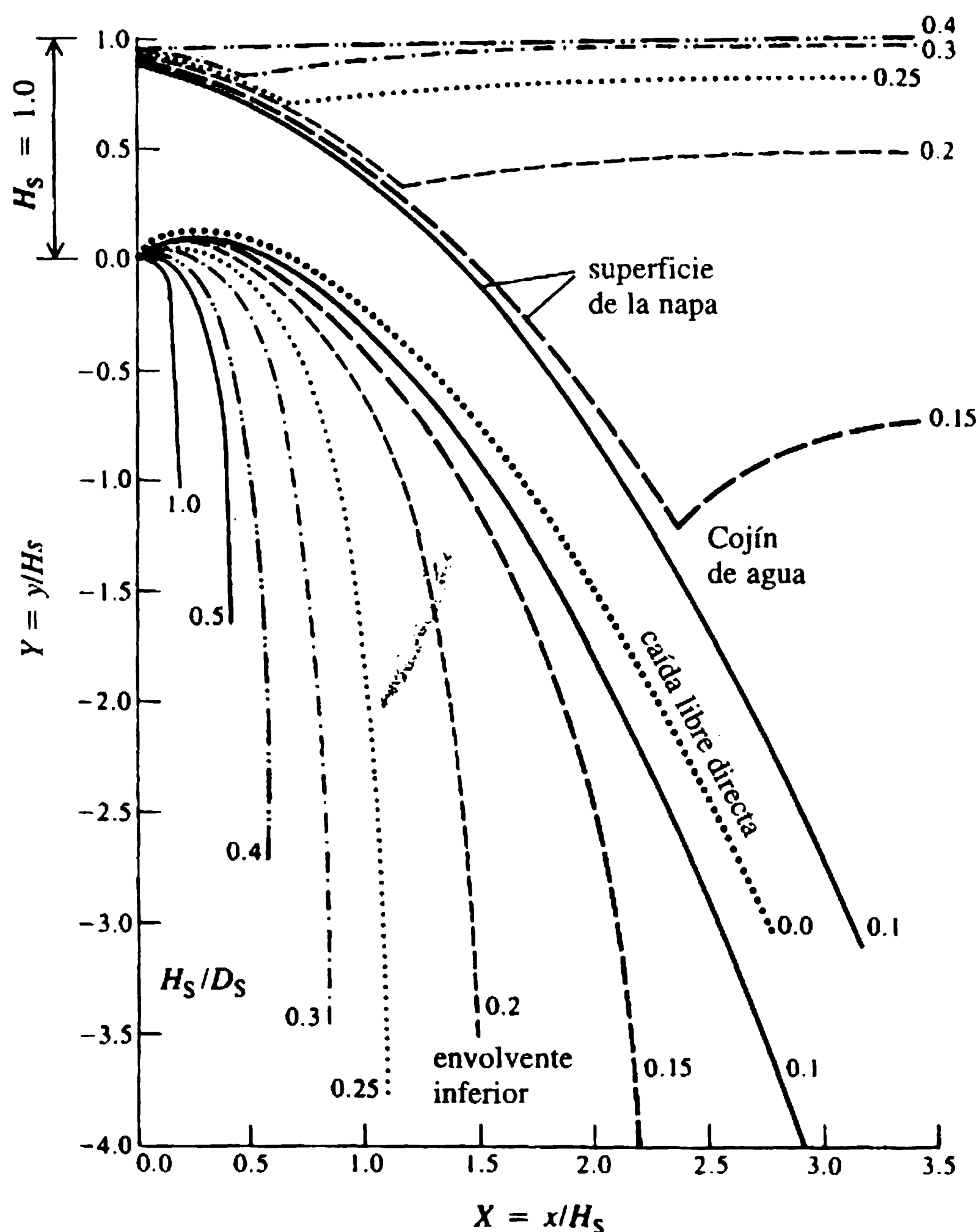
\* N. de R.T.: Por su similitud a esta flor (*morning glory*), este tipo de vertedero se denomina, en algunos países, vertedero de tulipán.

La forma del vertedero de pozo se deduce de manera similar a la del vertedero de caída libre a partir de la forma de la napa que fluye sobre un vertedero circular de borde delgado (Wagner, 1956; figura 4.14). Claro en este caso, la forma para que exista presión atmosférica sobre el vertedero es una función de  $H_s/D_s$ , donde  $H_s$  es la cabeza por encima del vertedero de cresta delgada de diámetro  $D_s$ . Para relaciones  $H_s/D_s < 0.225$  el vertedero fluye con libertad y para  $H_s/D_s > 0.5$  la caída libre está ahogada por completo. Para la caída libre el caudal está dado por:

$$Q = \frac{2}{3} C_d \pi D_c \sqrt{2g}^{1/2} H^{3/2} \quad (4.55)$$

(curva 1 en la figura 4.13) y para el régimen ahogado (sumergido) (con control de orificio) por:

$$Q = \frac{1}{4} C_d \pi D^2 [2g(H+Z)]^{1/2} \quad (4.56)$$



**Figura 4.14** Formas de vertederos de pozo (Wagner, 1956).

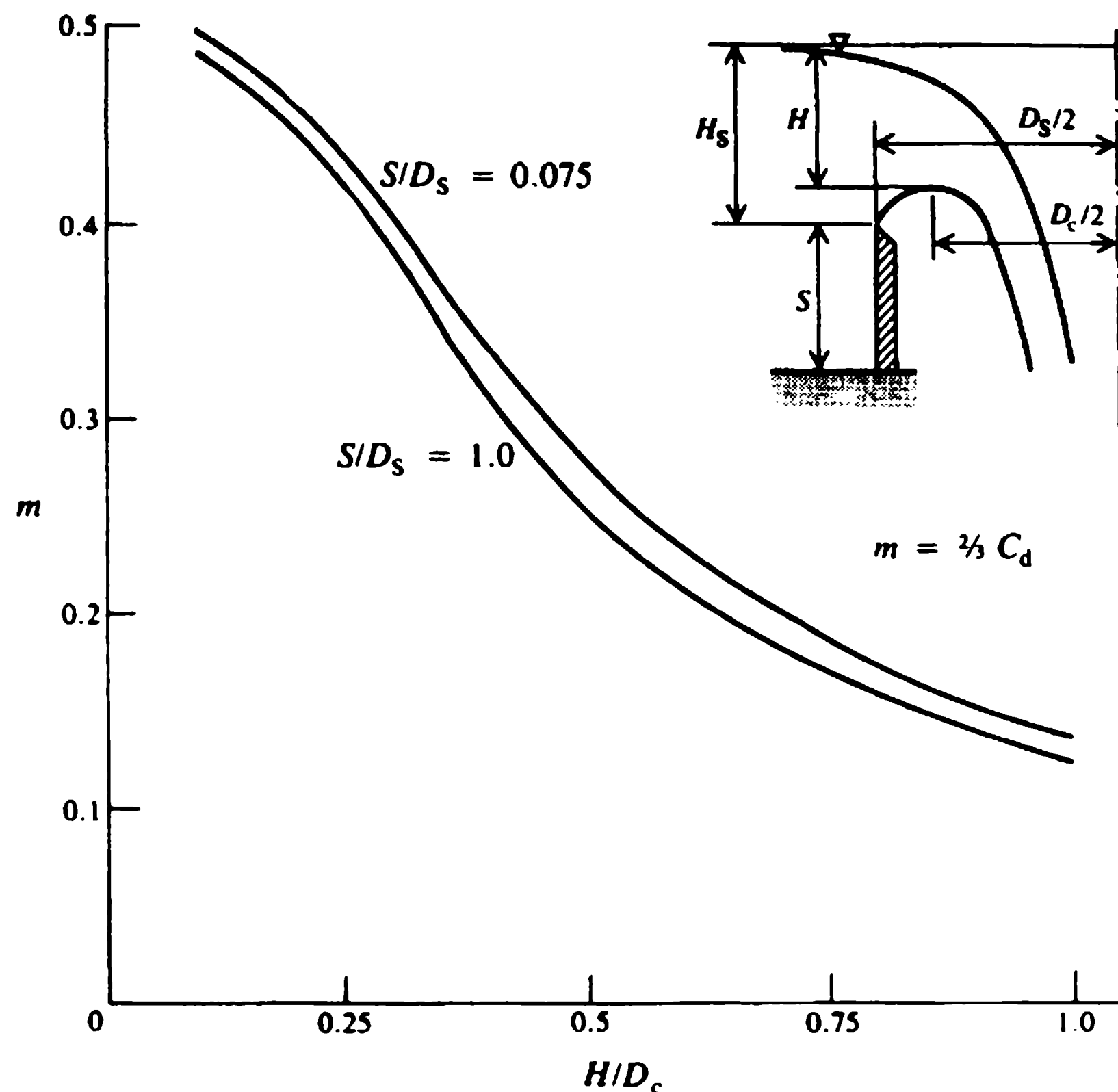
(curva 3 en la figura 4.13), donde  $D$  es el diámetro del pozo,  $D_c$  es el diámetro de la cresta ( $D_c < D_s$ ),  $H$  es la cabeza del nivel del embalse por encima de la cresta ( $H < H_s$ ),  $z$  es la altura de la cresta por encima del efluente a partir del codo del pozo y  $C_d$  y  $C_{d1}$  son los coeficientes de descarga (figura 4.13).

La figura 4.15 es una gráfica del coeficiente de caudal (en la forma  $m = 2/3 C_d$  sin importar el tipo de flujo en la entrada del pozo) para dos valores de  $s/D_s$  como una función de  $H/D_c \approx H/D_s$  (definido en la figura 4.15).

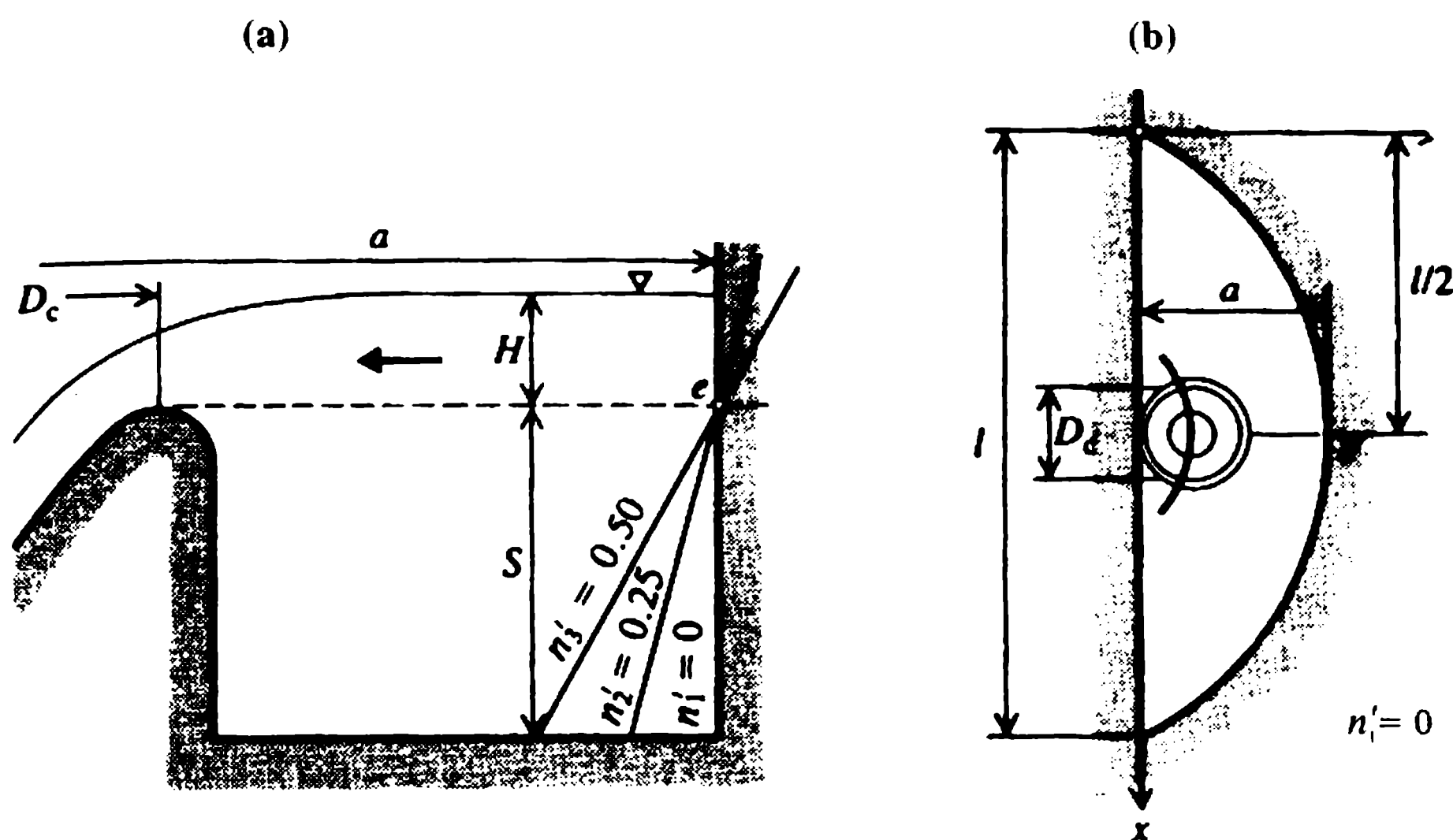
$C_{d1}$  en la ecuación (4.56) debe tener en cuenta las pérdidas en el pozo y el codo y, posiblemente, también en el túnel para 'control de tubería', es decir, cuando el túnel fluye lleno – figura 4.17 (a).

En el caso de un vertedero ahogado (o de un vertedero en la región de transición) se forma un vórtice, lo cual se previene utilizando algunas veces pilas u otros dispositivos anti-vórtices, como en los vertederos que fluyen libremente cuando se colocan cerca de la orilla del embalse o incluso en un corte en la orilla; en esta situación el dispositivo anti-vórtice en realidad sirve para prevenir la erosión (figura 4.16) En este caso, el coeficiente  $m = 2/3 C_d$  se reduce a  $m' = m \sigma_1 \sigma_s$ , donde  $\sigma_1 = f(l/D_c, H/D_c)$  y  $\sigma_s = \phi(s/D_c, H/D_c)$  con  $0.5 < \sigma_1 < 1$  y  $0.8 < \sigma_s < 1.0$ . Para un desempeño óptimo  $a \approx 1.75 D_c$ ,  $l > 6 D_c$  y  $0 < n' < 0.5$  (ver figura 4.16).

Aunque en algunos de los vertederos de pozo más antiguos localizados lejos de las orillas y que operan en condiciones de flujo libre también se utilizaron dispositivos anti-vórtices, es de hecho ventajoso inducir un vórtice a la entrada colocando álabes curvos por debajo de la cresta del vertedero. Estos álabes no reducen mucho



**Figura 4.15** Coeficientes de caudal para vertederos de pozo (US Bureau of Reclamation, 1987).



**Figura 4.16** Vertedero de pozo colocado en un corte en la orilla (Novak y Čábelka, 1981).

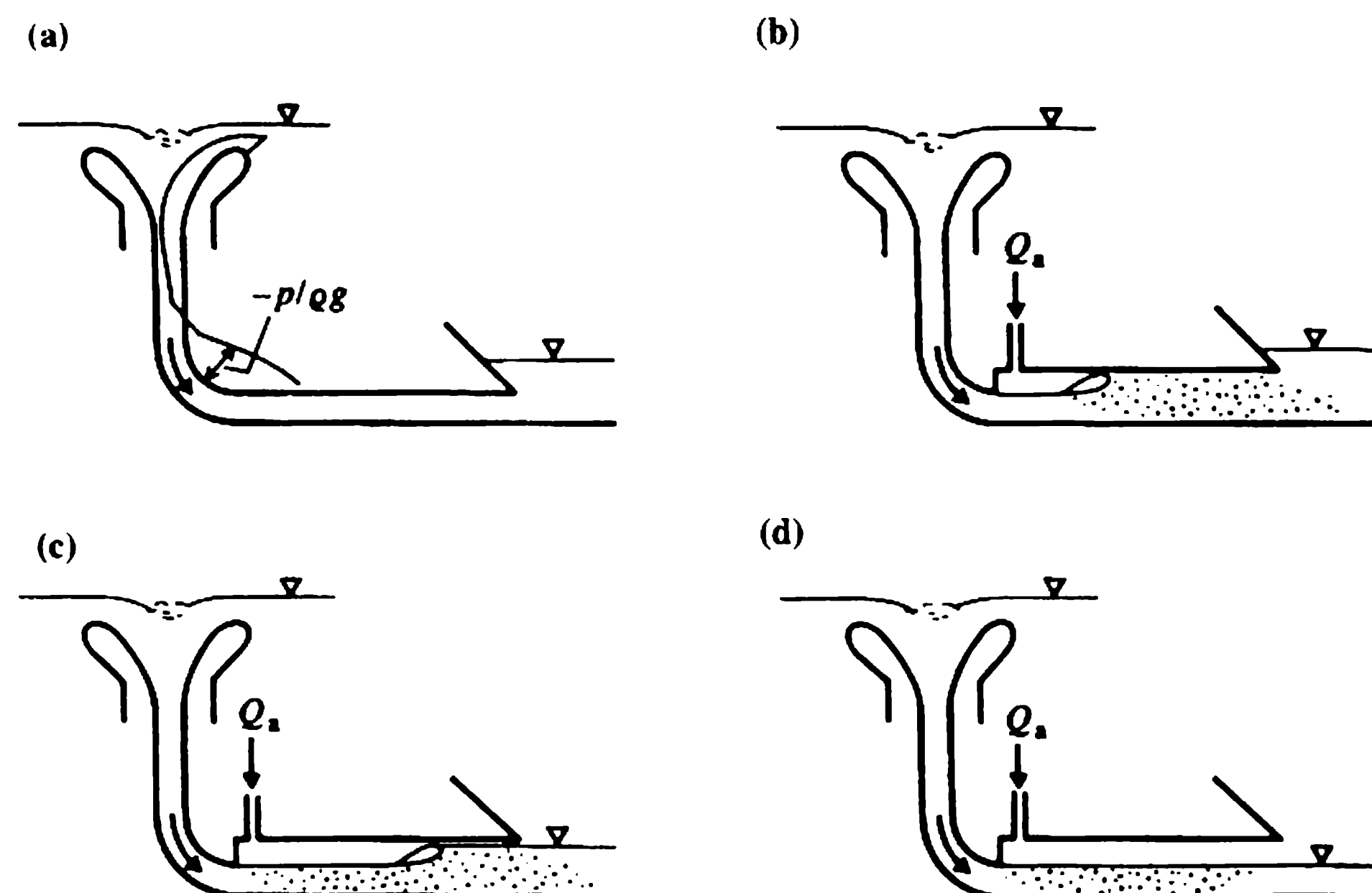
el caudal, pero al inducir flujo en espiral a lo largo de las paredes del pozo se reducen de forma sustancial las vibraciones y fluctuaciones de presión producidas por un chorro de caída libre, en particular a caudales bajos (entonces frecuentes); para un tratamiento amplio del fenómeno de vibración de estructuras hidráulicas se debe consultar, por ejemplo, Kolkman (1984).

Como ocurre en flujo libre,  $Q \propto H^{3/2}$ , considerando que en flujo sumergido, incluso un pequeño incremento en  $Q$ , da como resultado un incremento sustancial en la cabeza  $H$  requerida (figura 4.13), debido a factores de seguridad los vertederos en pozo se diseñan por lo común para operar sólo a flujo libre, es decir con  $H_s/D_s \approx H/D_c < 0.225$ . Para valores de  $H/D_c < 0.1$  y cerca de una orilla, es ventajoso un vertedero de cresta ancha.

El túnel por debajo de los vertederos de pozo puede diseñarse para los cuatro regímenes diferentes de flujo que se muestran en la figura 4.17, según la posición relativa del intradós del túnel y del nivel del cauce aguas abajo. La configuración de la figura 4.17(d) es la más favorable desde el punto de vista de la estabilidad del flujo en el túnel y de la prevención de vibraciones. La transición aireada del codo del pozo al túnel es un detalle de diseño importante. Su propósito es establecer una sección de control para el pozo y el codo y, al mismo tiempo, estabilizar el flujo libre o de presión (con un resalto estable) en el túnel. Para aspectos de diseño adicionales y detalles de vertederos de pozo, se debe consultar Novak y Čábelka (1981), US Bureau of Reclamation (1987) y Haindl (1984).

#### 4.7.5 VERTEDEROS DE SIFÓN

Los vertederos de sifón son conductos cerrados en forma de una U invertida con una toma, una rama superior corta, una garganta (sección de control), una rama inferior y un desagüe.



**Figura 4.17** Configuraciones de un vertedero de pozo y túnel (Novak y Čábelka, 1981).

Para flujos muy bajos un vertedero de sifón opera como un azud; a medida que el flujo se incrementa los niveles de agua aguas arriba aumentan, la velocidad en el sifón se incrementa y el flujo en la rama inferior comienza a dar salida al aire de la parte superior del sifón hasta que se ceba y comienza el fluir lleno como una tubería, con el caudal dado por:

$$Q = C_d A (2gH)^{1/2} \quad (4.57)$$

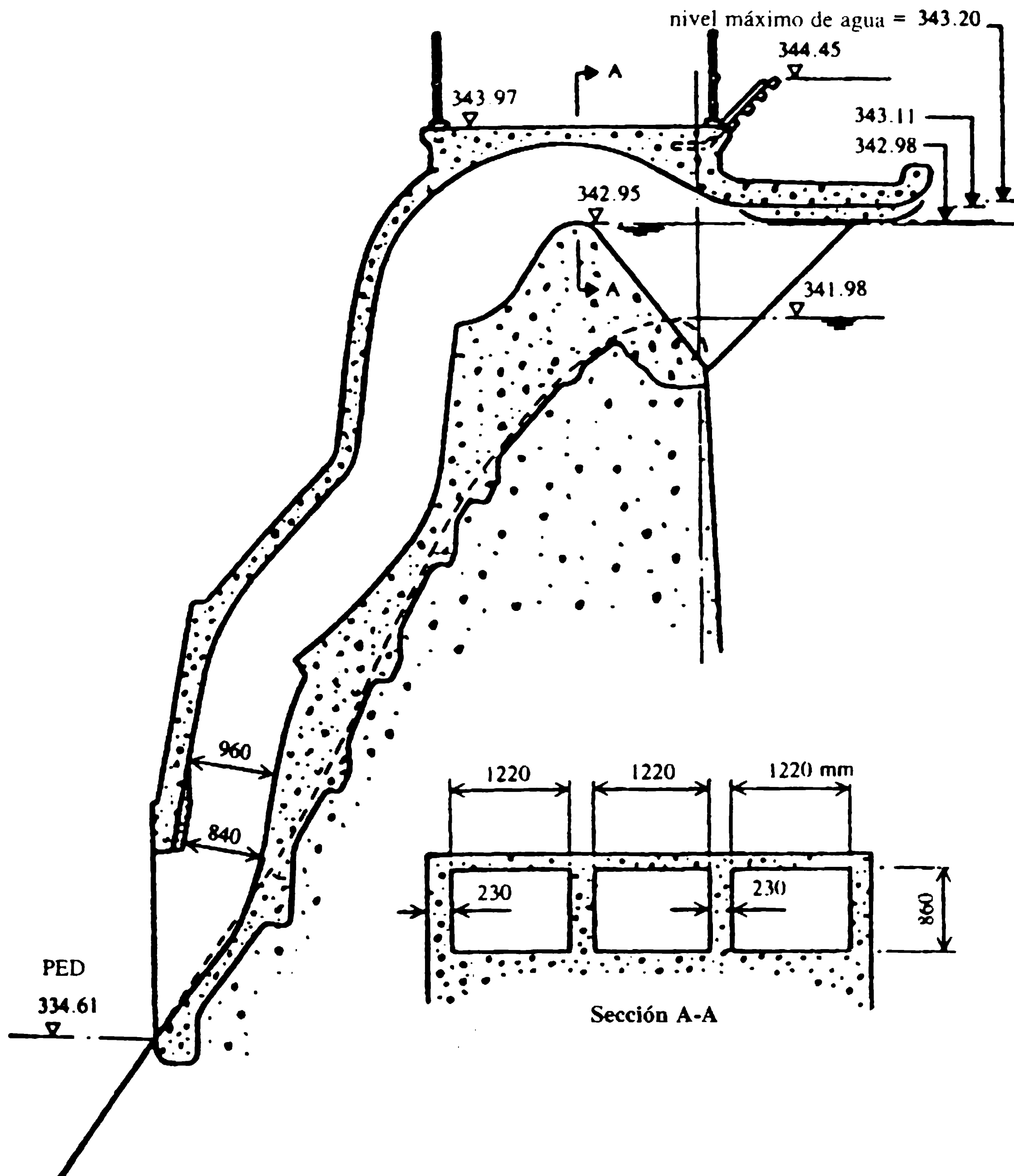
donde  $A$  es la sección transversal (en la garganta) del sifón,  $H$  es la diferencia entre el nivel de agua aguas arriba y el desagüe del sifón o el nivel del cauce abajo, si el desagüe está sumergido, y:

$$C_d = \frac{1}{(k_1 + k_2 + k_3 + k_4)^{1/2}}$$

donde  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$  y  $k_4$  son los coeficientes de pérdida de cabeza para la entrada, codo, salida y pérdidas por fricción en el sifón.

Una vez el sifón se ceba, el nivel del agua aguas arriba disminuye pero el sifón continúa su operación, incluso si este nivel cayera por debajo de la cresta del sifón; un incremento adicional en el nivel aguas arriba produce sólo un pequeño incremento en el caudal. La cebadura normalmente ocurre cuando el nivel aguas arriba se ha elevado hasta cerca de la tercera parte de la altura de la garganta. Sifones bien diseñados pueden, entonces, controlar el nivel aguas arriba dentro de límites bastante cercanos.

Cuando el caudal disminuye este proceso se devuelve, con un efecto de histéresis que puede causar inestabilidad, lo cual se reduce utilizando sifones múltiples con alturas diferenciales de crestas o sifones regulados con aire, diseño del cual la figura 4.18 es un ejemplo. El vertedero de sifón en la presa Spelga (Poskitt y



**Figura 4.18** Vertedero de sifón, presa Spelga, Reino Unido (Poskitt y Elsayy, 1976).

Elsawy, 1976) fue construido para aumentar el flujo sobre un vertedero de caída libre más antiguo; existen cuatro baterías de tres sifones, cada una con una bocanoma especial 'pico de pato' para regulación del aire.

En el vértice del sifón la presión cae por debajo de la presión atmosférica, con presencia de presión más baja (y el peligro de cavitación más grande) en la parte interior del codo.

Fuera de presiones negativas y dificultades en la estabilidad y la regulación, los sifones deben protegerse contra el bloqueo por desechos flotantes y congelamiento; su principal ventaja sobre los otros tipos de vertederos es el incremento en el caudal



específico y el control automático de los niveles de agua dentro de un intervalo reducido. También son una alternativa muy útil cuando se considera el aumento de la capacidad de los vertederos existentes.

Para más información sobre vertederos de sifón, consúltese BHRA (1976) y Ervine y Oliver (1980).

#### 4.7.6 VERTEDEROS ESCALONADOS

Los vertederos escalonados se han utilizado por mucho tiempo, los más antiguos fueron construidos alrededor del año 700 antes de Cristo (Chanson, 1994a). En tiempos modernos su uso fue bastante limitado pero en décadas recientes han llamado cada vez más la atención debido sobre todo a las nuevas tecnologías de materiales (presas de RCC y bloques prefabricados); se usan en particular en vertederos auxiliares aunque también en los principales, donde los aumentos en la disipación de la energía contribuyen a la economía global del diseño. Para ejemplos de vertederos escalonados consúltese Chanson (1994b).

En los vertederos escalonados de concreto, los problemas cruciales son el régimen de flujo (de napa o de rasante de agua superficial) y los interrogantes asociados con el entrapamiento de aire (por tanto, protección contra la cavitación) y la disipación de la energía. Denominando la altura del escalón  $h$  y la longitud  $l$ , Chanson (1994b) demostró que un flujo de napa con resaltos hidráulicos en su totalidad desarrollados y una sucesión de chorros de caída libre se presenta para caudales menores al valor definido por la profundidad crítica  $y_c$ :

$$y_c/h = 0.0916(h/l)^{-1.276}. \quad (4.58)$$

Un incremento en el caudal (o pendiente) produce un régimen de flujo rasante con umbral caracterizado por un valor  $y'_c$  dado por (Chanson, 1994b):

$$y'_c/h = 1.057 - 0.465h/l. \quad (4.59)$$

En este régimen, el agua fluye sobre el vertedero escalonado como una corriente rozando los escalones y amortiguada por el fluido recirculante atrapado entre ellos. Es obvio, lo mismo que para cualquier superficie rugosa de vertedero, que el punto de comienzo de la auto-aireación en vertederos de escalones es más cercano a la cresta que en el caso de vertederos lisos debido al crecimiento más rápido del espesor de la capa límite turbulenta [ecuación (4.37)]. Para detalles sobre la resistencia al flujo y un análisis del entrapamiento del aire consúltese a Chanson (1994a).

Vertederos escalonados de gabiones pueden tener una vida útil bastante limitada, pero los vertederos de presas de tierra protegidos por bloques de concreto prefabricados entrelazados se han utilizado de modo extenso. Ingenieros rusos fueron pioneros en el diseño de bloques de concreto en cuña y más recientemente Pravdivets y Bramley (1989) describieron con algún detalle varias configuraciones; Baker (1994) incluyó en sus investigaciones bloques planos y vegetación

reforzada y reportó estabilidad para bloques con forma de cuña pendientes cuesta abajo para velocidades hasta alrededor de  $7 \text{ m s}^{-1}$ . A pesar de su probada estabilidad, se debe poner atención al detalle de los bordes de los bloques y al subsuelo o capa subyacente consistente en material granular y posiblemente geotextiles (Baker, Pravdivets y Hewlett, 1994).

#### 4.7.7 OTROS VERTEDEROS

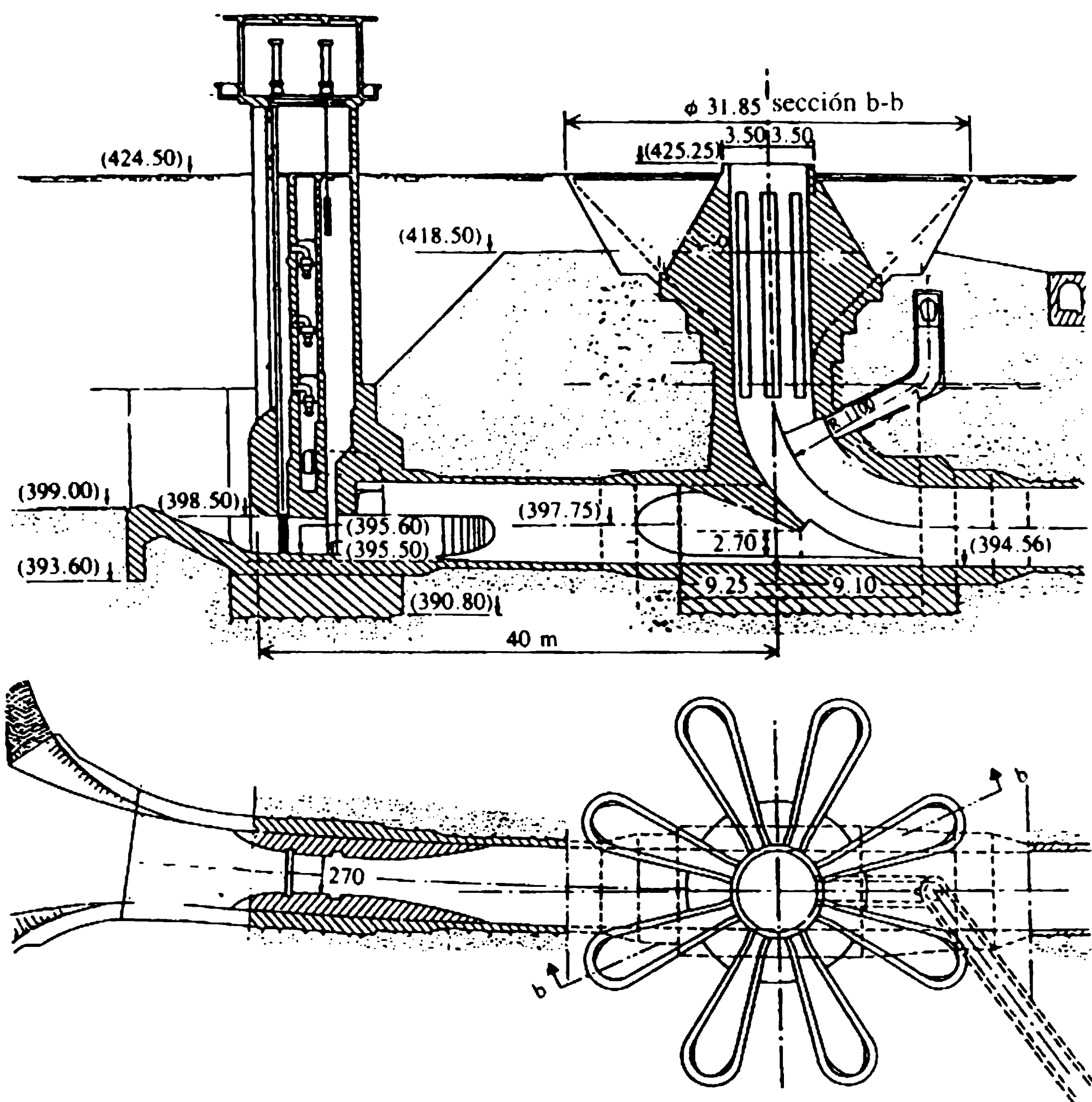
En las seis secciones previas se han tratado los principales y más frecuentes tipos de vertederos, las posibles combinaciones entre ellos, así como otros tipos de vertederos. Si son de una forma inusual, su diseño debe desarrollarse con la ayuda de estudios de modelos (capítulo 15), en particular si se intenta que transporten caudales mayores.

Las formas extraordinarias de vertederos (en planta) están asociadas a menudo con el interés de incrementar la longitud efectiva del vertedero (aun si el caudal específico,  $q$ , puede disminuirse debido a la interferencia al flujo); ejemplos son los vertederos **laberinto** o **en forma especial** (pozo) (figura 4.19, nótese también el orificio de aireación para el codo del pozo). En general, aunque no siempre, los coeficientes de caudal de estos vertederos son un poco menores que los de los vertederos convencionales antes descritos. El objetivo principal de los estudios con ayuda de modelos es averiguar los valores de coeficientes y los límites modulares del vertedero.

Los vertederos **fusible** se usan como vertederos auxiliares. Básicamente son de cresta ancha y más alta que la del vertedero principal, pero su nivel está por debajo del nivel máximo de agua, y tienen una presa de relleno térreo encima del vertedero, diseñada para fallar con un nivel de embalse predeterminado. El flujo repentino después de la falla de un vertedero fusible debe tenerse en cuenta cuando se escoge el sitio del vertedero auxiliar, el cual de ordinario descarga en un (lado del) valle diferente al del vertedero principal. El paramento aguas abajo del vertedero debe protegerse de manera apropiada, por ejemplo con concreto común, bloques en forma de cuña (sección 4.7.6) o ~~vegetación~~ (CIRIA, 1987).

Los vertederos de **túnel**, que fluyen a presión, transportan el flujo desde un canal lateral o desde vertederos de pozo (secciones 4.7.2 y 4.7.4) o son básicamente desagües de gran capacidad colocados por debajo de la cresta de la presa y controlados por compuertas; en este caso, lo usual es denominarlos vertederos de *orificio* o *sumergidos* (figura 4.20). Aparte de las compuertas (capítulo 6), sus detalles importantes de diseño son las estructuras de toma y las pérdidas de cabeza asociadas y la prevención de vórtices (sección 4.8), y el control y efecto del chorro del efluente (capítulo 5). Todos estos aspectos se estudian mejor mediante modelos a escala apropiados.

La eliminación de un vertedero convencional es un aspecto único de algunas presas de enrocado, lo cual se logra incluyendo una pared impermeable, más baja que el nivel aguas arriba, por dentro de la presa, pasando el flujo a través del cuerpo principal del enrocado (Lawson, 1987).

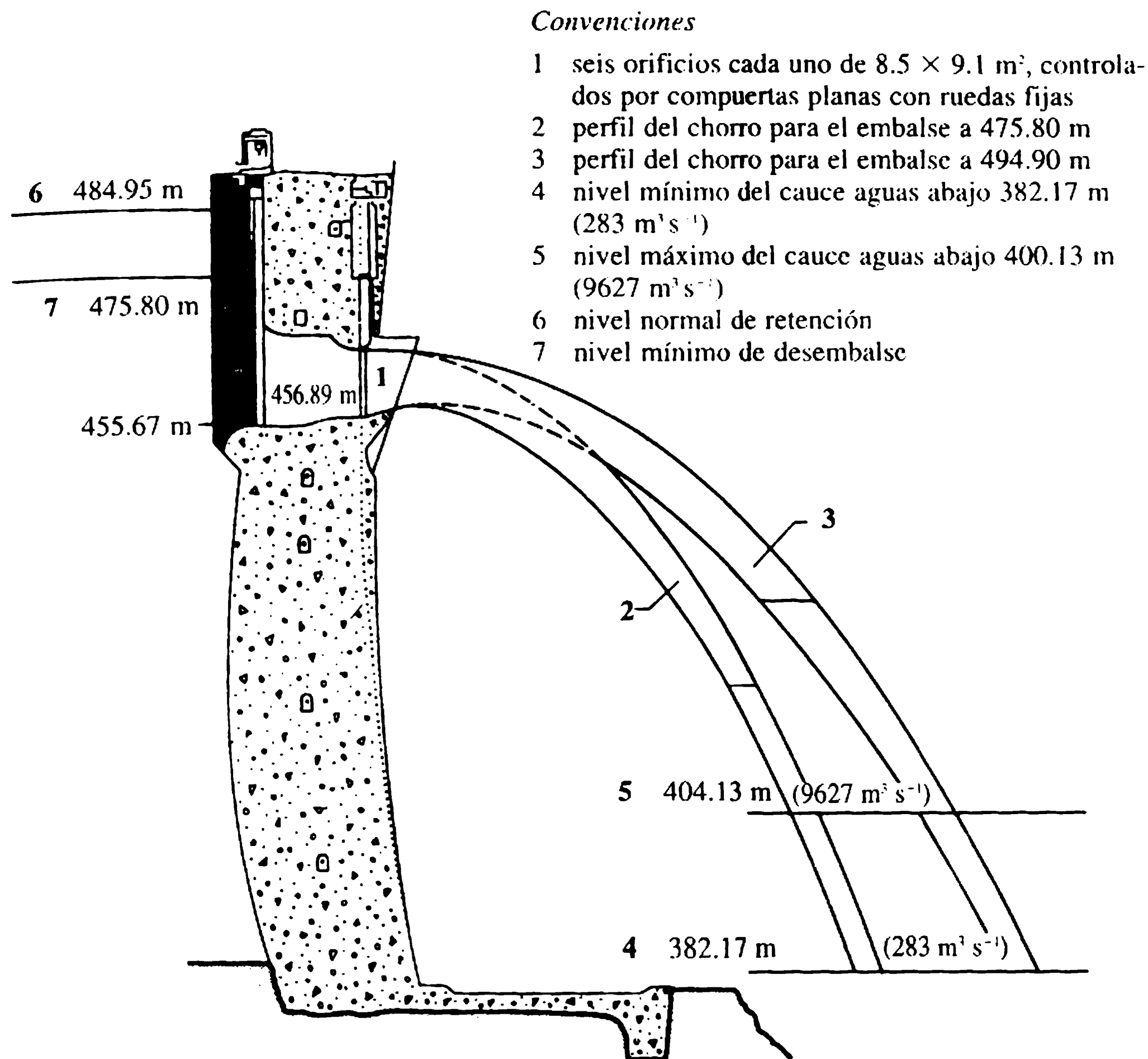


**Figura 4.19** Presa Oued Sarno, Algeria; disposición general del vertedero y los desagües (ICOLD, 1986).

#### 4.8 Desagües de fondo

Los desagües de fondo son aberturas en la presa utilizadas para hacer descender el nivel del embalse. De acuerdo con el tipo de compuertas (válvulas) de control y la posición del efluente con respecto al cauce aguas abajo, operan ya sea a presión o en flujo libre en parte de su longitud. El flujo de los desagües de fondo puede utilizarse para compensar el flujo en el tramo del río aguas abajo de la presa cuando de otra manera caería por debajo de límites aceptables: los desagües también pueden servir para pasar corrientes de densidad (cargadas de sedimentos) a través del embalse (sección 4.5).

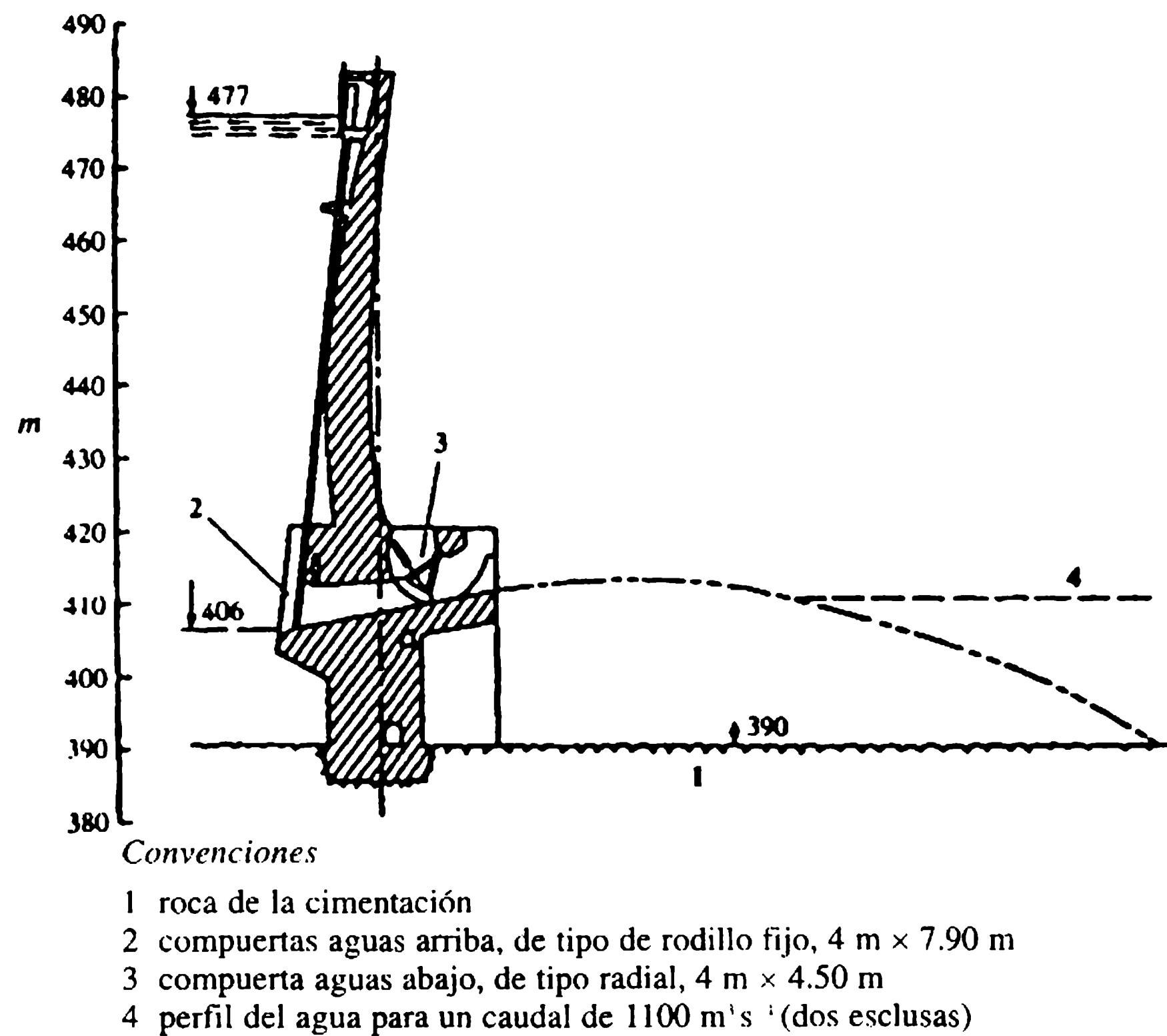
Grandes aberturas en el fondo sirven como vertederos sumergidos (sección 4.7.6) cuya capacidad puede utilizarse durante la construcción de la presa (si sólo se dispone de una abertura, se debe prevenir el bloqueo). En la figura 4.21 se muestra un ensamblaje típico de un vertedero de fondo grande y en la figura 4.22, un desagüe de fondo de capacidad más pequeña. Nótese la construcción de la entrada y la forma



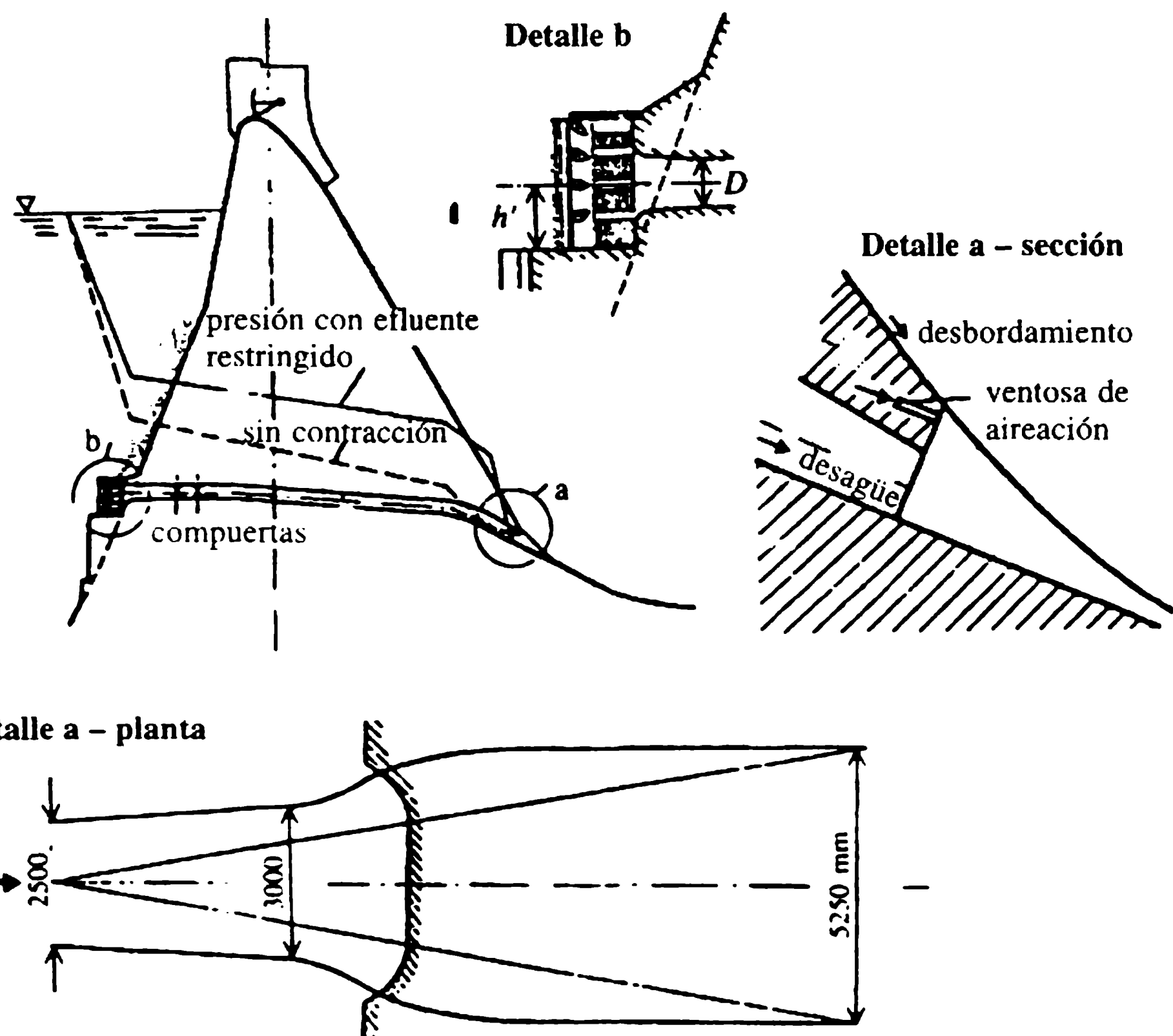
**Figura 4.20** Vertedero de la presa Kariba, Zimbabwe (ICOLD, 1986).

diseñada. para reducir la pérdida de cabeza, la sección de salida abocinada (para ayudar a la disipación de energía aguas abajo del desagüe) y la ventosa para proteger la unión del vertedero y el desagüe contra posibles daños de cavitación (si se operan conjuntamente). En ese caso, el área del efluente se ha reducido a 85% del área del desagüe de fondo para tomar medidas de protección contra la cavitación (a un costo de reducir 10% de la capacidad del desagüe). Si el desagüe termina en una válvula reguladora, una reducción similar de área debe tenerse en cuenta (para la apertura total de la válvula).

La pérdida de cabeza en la entrada se expresa como  $h = \xi V^2/2g$ ; para una entrada con ranuras y una rejilla,  $0.15 < \xi < 0.34$ . Aunque los valores más bajos del coeficiente  $\xi$  se asocian de ordinario con entradas de paredes curvas (proporcionando una reducción gradual de la sección transversal), algunas veces el mismo (o aun mejor) resultado puede lograrse con una transición formada por varias superficies planas, con el costo de permitir el desarrollo de pequeñas presiones negativas en ellas. Para prevenir la formación de vórtices en el nivel de agua aguas arriba de la entrada, su eje debe estar suficientemente sumergido y/o deben utilizarse dispositivos de supresión de vórtices (por ejemplo, balsas flotantes) (Knauss,



**Figura 4.21** Vertedero de fondo de la presa de arco de Sainte-Croix (Thomas, 1976).



**Figura 4.22** Obras de desagüe de la presa Bicz (Novak y Čábelka, 1981).

1987). Puede ser ventajoso combinar la parte del efluente de los desagües de fondo con el dissipador de energía del vertedero; en muchos casos, sin embargo, se proporciona un desagüe aparte del dissipador de energía (sección 5.5). Para detalles adicionales sobre ensayos de modelos y diseños de descargas de fondo, consúltese Novak y Čábelka (1981); para detalles sobre protección de tomas contra el hielo y otras condiciones de operación en invierno ver Ashton (1988).

#### Ejemplo 4.1

El hidrograma de entrada a un embalse está dado por las primeras dos columnas en la tabla de la página 194. La relación entre el volumen de almacenamiento en el embalse (tomando el almacenamiento a nivel de la cresta como cero) y la cabeza por encima de la cresta está dada por las primeras dos columnas de la tabla superior, lo cual se obtuvo de la ecuación (4.5). Un vertedero de caída libre simple se diseñará para limitar la cabeza máxima sobre la cresta del vertedero a 3 m.

#### Solución

Inicialmente, se supone una longitud del vertedero de 200 m y un coeficiente de descarga constante de 0.75. Entonces, la capacidad del vertedero está dada por [ecuación (4.19)]:

$$Q = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g}^{1/2} b H^{3/2} = \frac{2}{3} 0.75 \times 4.43 \times 200 H^{3/2} = 443 H^{3/2} \text{ (m}^3 \text{ s}^{-1}\text{)}.$$

Nótese que el afluente máximo de  $3300 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  debe reducirse por el tránsito de las crecientes a  $443 \times 3^{3/2} = 2300 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  o menos.

Si se toma el intervalo de tiempo en los cálculos (periodo de tránsito) como  $10 \text{ h} = 36\,000 \text{ s}$ , se calcula lo siguiente:

| $H \text{ (m)}$ | $V \text{ (} \times 10^6 \text{ m}^3 \text{)}$ | $O \text{ (m}^3 \text{ s}^{-1}\text{)}$ | $\frac{2V}{\Delta t} + O \text{ (m}^3 \text{ s}^{-1}\text{)}$ |
|-----------------|--|---|---|
| 0.5             | 45   | 156                                     | 2 656   |
| 1.0             | 90   | 443                                     | 5 443   |
| 1.5             | 138  | 814                                     | 8 480   |
| 2.0             | 188  | 1253                                    | 11 697  |
| 2.5             | 243  | 1751                                    | 15 251  |
| 3.0             | 300  | 2302                                    | 18 969  |

A partir de los valores anteriores y para el hidrograma de entrada dado, se calcula la siguiente tabla (interpolando los valores de arriba si es necesario) – ecuación (4.8):



| $T \text{ (h)}$ | $I \text{ (m}^3 \text{ s}^{-1}\text{)}$ | $I_1 + I_2$ | $O \text{ (m}^3 \text{ s}^{-1}\text{)}$ | $\frac{2V}{\Delta t} - O \text{ (m}^3 \text{ s}^{-1}\text{)}$ | $\frac{2V}{\Delta t} + O \text{ (m}^3 \text{ s}^{-1}\text{)}$ |
|-----------------|---|-------------|---|---|---|
| 0               | 200                                     |             | 0                                       | 0   | 0   |
| 10              | 960                                     | 1160        | 68                                      | 1 024   | 1 160   |
| 20              | 1720                                    | 2680        | 263                                     | 3 176   | 3 704   |
| 30              | 2480                                    | 4200        | 679                                     | 6 018   | 7 376   |
| 40              | 3240                                    | 5720        | 1259                                    | 9 220   | 11 738  |
| 50              | 2860                                    | 6100        | 1761                                    | 11 798  | 15 320  |
| 60              | 2480                                    | 5340        | 2031                                    | 13 076  | 17 138  |
| 70              | 2100                                    | 4580        | 2107                                    | 13 441  | 17 656  |
| 80              | 1720                                    | 3820        | 2049                                    | 13 163  | 17 261  |
| 90              | 1340                                    | 3060        | 1895                                    | 12 433  | 16 223  |
| 100             | 960                                     | 2300        | 1678                                    |   | 14 733  |

El caudal máximo es  $2107 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  ( $< 2300 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ ) y la máxima cabeza sobre el vertedero es  $H = (2107/443)^{2/3} = 2.83 \text{ m}$ . Para un diseño preliminar éste es un resultado satisfactorio. Nótese que el efluente máximo es igual al afluente para el mismo tiempo. Si se requieren resultados más precisos, se podría considerar un vertedero un poco más corto, como también una variación en el coeficiente del caudal. (Ver ejemplo 4.3).

Ejemplo 4.2

El afluente de un embalse tiene una concentración de sedimento promedio de 800 ppm. Si el volumen del embalse es  $100 \times 10^6 \text{ m}^3$  y el flujo anual del río es  $900 \times 10^6 \text{ m}^3$ , determinar la ‘vida media’ aproximada del embalse. Se supone que la porosidad promedio del sedimento asentado durante el periodo es 0.4.

Solución

Para el embalse vacío, la razón de capacidad y afluente anual es  $100/900 = 0.111$ ; para el embalse lleno hasta la mitad esta razón es  $50/900 = 0.055$ .

A partir de la figura 4.2, la eficiencia de trampa para el embalse lleno está en alrededor de 89% y de 71% para un embalse lleno hasta la mitad. La eficiencia de trampa promedio es entonces cerca de 80%.

El caudal del sedimento anual es:

$$Q_s = \frac{900 \times 10^6 \times 800}{10^6 \rho_s} \rho \text{ (m}^3 \text{ año}^{-1}\text{)}.$$

La descarga total anual, suponiendo  $\rho = 10^3$  y  $\rho_s = 2650 \text{ kg m}^{-3}$ , es:

$$Q_b = \frac{900 \times 10^6 \times 800}{10^3 \times 2650(1 - 0.4)} = 452\,830 \text{ m}^3 \text{ año}^{-1}.$$

La vida media del embalse es:

$$\frac{50 \times 10^6}{452\,830 \times 0.8} = 138 \text{ años.}$$

### Ejemplo 4.3

El vertedero total en el ejemplo 4.1 se ha diseñado para una cabeza de 2.80 m. ¿Cuál será el caudal para cabezas de 0.20 m y 1.50 m, y cuál es el máximo caudal que puede pasar sobre este vertedero (suponiendo que el borde libre de la presa sea suficientemente alto y el vertedero esté bien construido) sin cavitación?

### Solución

Para la cabeza de diseño:

$$Q = 2/3 \times 0.75 \sqrt{2g}^{1/2} \times 200 \times 2.8^{3/2} = 590.66 \times 0.75 \times 2.8^{3/2} = 2075 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}.$$

Para  $H = 0.20$  m,  $H/H_d = 0.20/2.80 = 0.071$ ; de modo que  $C_d \approx 0.58$  y

$$Q = 590.66 \times 0.58 \times 0.2^{3/2} = 31 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}.$$

Para  $H = 1.50$  m,  $H/H_d = 1.50/2.80 = 0.536$ ; por interpolación entre 0.578 ( $H/H_d = 0.05$ ) y 0.75 ( $H/H_d = 1$ ),  $C_d = 0.666$  y:

$$Q = 590.66 \times 0.666 \times 1.5^{3/2} = 723 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}.$$

La máxima cabeza para que no haya cavitación,  $H_{\text{máx}} = 1.65H_d = 1.65 \times 2.8 = 4.62$  m. Para esta condición,  $C_d = 0.81$ , y por consiguiente:

$$Q_{\text{máx}} = 590.66 \times 0.81 \times 4.62^{3/2} = 4757 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}.$$

### Ejemplo 4.4

Una rápida larga de 2 m de ancho, pendiente 0.25 y  $n = 0.012$  conduce un caudal de  $7.5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . A partir de varios métodos, estimar la concentración promedio de aire y la profundidad del flujo aireado total.

### Solución

La descarga por unidad de ancho,  $q = 7.5/2 = 3.75 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ m}^{-1}$ .

La profundidad del flujo no aireado uniforme,  $y_0$  de  $q$  es:

$$q = \left( \frac{2y_0}{2+2y_0} \right)^{2/3} y_0 \frac{S^{1/2}}{n}, \quad 3.75 = \left( \frac{2y_0}{2+2y_0} \right)^{2/3} y_0 \frac{(0.25)^{1/2}}{0.012}.$$

Por ensayo y error,  $y_0 = 0.259$  m,  $V = q/y_0 = 14.48$  m s<sup>-1</sup> y  $R = 0.206$  m.

$$Fr = V/(gR)^{1/2} = 10.19.$$

1. A partir de la ecuación (4.41),

$$y_a = c_1(q^2/g)^{1/3}, \quad 0.361 < y_a(\text{m}) < 0.418$$

para

$$C = 1 - \rho_1 = 1 - y_0/y_a, \quad 28 < C(\%) < 38.$$

2. A partir de la ecuación (4.42),

$$\frac{y_a - y_0}{y_0} = 0.1(0.2Fr^2 - 1)^{1/2} = 0.1 \left( 0.2 \frac{V^2}{gR} - 1 \right)^{1/2} = 0.1(0.2 \times 10.19^2 - 1)^{1/2} = 0.445,$$

$$\frac{y_a - 0.259}{0.259} = 0.445, \quad y_a = 0.374 \text{ m}, \quad C = 31\%.$$

3. A partir de la ecuación (4.44) para  $S/q^{1/5} = 0.1919$  ( $>0.16$ ),

$$C = 0.7226 + 0.743 \log 0.1919 = 0.189 = 19\%, \quad y_a = 0.320 \text{ m}.$$

De la ecuación (4.45)  $S/q^{2/3} = 0.10 < 0.23$  (fuera del límite de los experimentos),

$$C = 0.5027(0.10)^{0.385} = 0.207 = 21\%, \quad y_a = 0.328 \text{ m}.$$

La rugosidad equivalente  $k = 2a$  se obtiene de (sección 8.2.2):

$$\frac{R^{1/6}}{n} = 18 \log \frac{6R}{a + \delta/7}$$

con

$$\delta = \frac{11.6\nu}{U_*} = \frac{11.6 \times 10^{-6}}{(gRS)^{1/2}} = 0.16 \times 10^{-4} \text{ m},$$

$$a = 3.423 \times 10^{-4} - \frac{0.16 \times 10^{-4}}{7}.$$

Entonces  $a \gg \delta/7$ , es decir, el régimen de flujo es hidráulicamente rugoso con  $k = 0.7$  mm. (Nótese que  $k$  es menor que el 1.2 mm aplicable a los experimentos de Anderson; también la ecuación (4.45) subestima  $C$  cerca de 0.1 para valores muy bajos de  $S/q^{1/5}$  cuando se compara con los resultados experimentales reales).

Como se explicó en la sección 4.7.3, en los cálculos anteriores (1-3) la profundidad del flujo uniforme para el componente de agua en la mezcla agua-aire  $y'_0$  debería haberse utilizado en lugar de  $y_0$ . Por otra parte, para  $C$  aproximado a 0.3 la diferencia entre estos dos valores es insignificante (Straub y Anderson  $y'_0/y_0 = 0.98$  ).

4. A partir de la ecuación (4.52) con  $\theta = 14^\circ$  ( $S = \tan \theta = 0.25$ )  $C = 21\%$ . Como  $\lambda = n^2 8g/R^{1/3}$ , para flujo no aireado  $\lambda = 0.0191$  y a partir de la ecuación (4.43):

$$\lambda_a = 0.0191 (1 - 1.9 \times 0.21^2) = 0.0175.$$

A partir de la ecuación de Darcy-Weisbach  $y_0'^2 R_0' = Q^2 \lambda_a / b^2 8gS = 0.0125$  y  $y_0' = 0.25$  m (lo que da  $y_0'/y_0 = 0.965$  y  $y_a' = 0.25/(1 - 0.21) = 0.316$  m. La velocidad del flujo aireado es  $V = 3.75/0.25 = 15.0$  m s<sup>-1</sup> ( $> 14.48$ ).

5. A partir de la ecuación (4.50), para  $K = 2q/b = 3.75$  m s<sup>-1</sup>. Por ensayo y error  $V = 19.45$  m s<sup>-1</sup> (velocidad del flujo aireado).

$$\frac{1 - \rho_1}{\rho_1} = c_1 \frac{V^2}{gR} = 0.006 \frac{19.45^2}{9.81 \times 0.206} = 1.124 = \frac{y_a}{y_0} - 1.$$

Entonces  $y_a = 2.124 y_0 = 0.550$  m;  $C = 1 - (0.259/0.550) = 53\%$ .

Entonces  $y_a = 2.124 y_0 = 0.550$  m;  $C = 1 - (0.259/0.550) = 53\%$ .

Nótese que la ecuación de Hall es en realidad aplicable a vertederos con relaciones  $b/y_0 < 5$ , donde la turbulencia generada por la pared tiende a producir aireación más intensiva que la aplicable a canales más anchos (en este caso  $b/y_0 = 7.7$ ). En resumen: no todas las ecuaciones (4.40)-(4.52) son estrictamente aplicables en este caso; el rango de  $y_a$  y  $C$  calculado para  $y_0 = 0.259$  m es:

$$0.32 < y_a \text{ (m)} < 0.55, \quad 19 < C(\%) < 53.$$

El valor más probable es  $y_a \approx 0.40$  m,  $C \approx 35\%$ . Si se añade el borde libre por seguridad, las paredes laterales de la rápida deberían ser aproximadas a 0.7 m de altura.

- 
- Ackers, P. and Priestley, S.J. (1985) Self-aerated flow down a chute spillway, in *Proceedings of the 2nd International Conference on the Hydraulics of Floods and Flood Control*. Cambridge, British Hydromechanics Research Association, Cranfield, Paper A1.
- Anderson, A.G. (1965) Influence of channel roughness on the aeration of high-velocity, open channel flow, in *Proceedings of the 11th International Association for Hydraulic Research Congress*, Leningrad, Vol. 1, Paper 1.37.
- Arndt, R.E.A. (1981) Recent advances in cavitation research, in *Advances in Hydrosience*, Vol. 12 (ed. V.T. Chou), Academic Press, New York.
- Arsenishvili, K.I. (1965) *Effect of Wave Formation on Hydroengineering Structures*, Israel Program for Scientific Translations, Jerusalem.
- ASCE Task Committee (1961) Aerated flow in open channels. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, **25**, 456.
- Ashton, G.D. (1988) Intake design for ice conditions, in *Developments in Hydraulic Engineering*, Vol. 5 (ed. P. Novak), Elsevier Applied Science, London.

## Referencias

- Baker, R. (1994) Using pre-cast concrete blocks to prevent erosion of dams and weirs. *Hydro Review Worldwide*, **2** (2), 40-8.
- Baker, R., Pravdivets, Y. and Hewlett, H. (1994) Design considerations for the use of wedge-shaped precast concrete blocks for dam spillways. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Water, Maritime and Energy*, **106** (December, 4), 317-23.
- BHRA (1976) *Proceedings of the Symposium on Design and Operation of Siphons and Siphon Spillways*, BHRA Fluid Engineering, Cranfield.
- Bradley, J.N. (1952) *Discharge Coefficients for Irregular Overfall Spillways*, Engineering Monographs No. 9, Bureau of Reclamation, CO.
- Brük, S. (ed.) (1985) *Methods of Computing Sedimentation in Lakes and Reservoirs*, UNESCO, Paris.
- Brune, G.M. (1953) Trap efficiency of reservoirs. *Transactions of the American Geophysical Union*, **34** (3).
- Cassidy, J.J. (1994) Choice and computation of design floods and their influence on dam safety. *Hydropower & Dams*, **1** (January), 57-67.
- Cassidy, J.J. and Elder, R.A. (1984) Spillways of high dams, in *Developments in Hydraulic Engineering*, Vol. 2 (ed. P. Novak), Elsevier Applied Science, London.
- Chanson, H. (1994a) Hydraulics of skimming flows over stepped channels and spillways. *Journal of Hydraulic Research*, **32** (3), 445-60.
- Chanson, H. (1994b) State of the art of the hydraulic design of stepped chute spillways. *International Journal on Hydropower & Dams*, **1** (4), 33-41.
- Chow, V.T. (ed.) (1964) *Handbook of Applied Hydrology*, McGraw-Hill, New York.
- Chow, V.T. (1983) *Open Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, New York.
- CIRIA (1987) *Design of Reinforced Grass Waterways*, Report 116, Construction Industry Research and Information Association, London.
- Creager, W.P., Justin, J.D. and Hinds, J. (1945) *Engineering for Dams*, Wiley, New York.
- Davis, C.V. and Sorensen, K.E. (1969) *Handbook of Applied Hydraulics*, 3rd edn, McGraw-Hill, New York.
- Ellis, J. (1989) *Guide to Analysis of Open-channel Spillway Flow*, Technical Note 134, Construction Industry Research and Information Association, London.
- Ervine, D.A. and Oliver, G.S.C. (1980) The full scale behaviour of air regulated siphon spillways. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 2, **69**, 687-706.
- Falvey, H.T. (1974) Prediction of wind wave heights. *Journal of Waterways, Harbours and Coastal Division*, Paper 3524; *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **89** (WW2), 1-12.
- Falvey, H.T. (1980) *Air Water Flow in Hydraulic Structures*, US Bureau of Reclamation, Engineering Monograph 41, US Department of Interior, Washington, DC.
- Galperin, R.S., Sokolov, A.G., Semenov, V.M. and Tserdov, G.N. (1977) *Cavitation of Hydraulic Structures*, Energiya, Moscow.
- Gray, D.M. (1970) *Handbook on the Principles of Hydrology*, Water Information Center Publications, Port Washington, New York.
- Hager, W.H. (1988) Discharge characteristics of gated standard spillways. *Water Power & Dams Construction*, **40** (1), 15-26.
- Hager, W.H., Schwalt, M., Jiménez, O. and Chaudhry, M.H. (1994) Supercritical flow near an abrupt wall deflection. *Journal of Hydraulic Research*, **32** (1), 103-8.
- Haindl, K. (1984) Aeration at hydraulic structures, in *Developments in Hydraulic Engineering*, Vol. 2 (ed. P. Novak), Elsevier Applied Science, London.

- Hall, L.S. (1942) Open channel flow at high velocities. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **68**, 1100-40.
- Henderson, F.M. (1966) *Open Channel Flow*, Macmillan, London.
- Hickox, G.H. (1942) Aeration of spillways, *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, **109**, Paper 2215.
- ICE (1978) *Floods and Reservoir Safety*, Institution of Civil Engineers, London.
- ICOLD (1986) *Spillways for Dams*, Bulletin 58, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1989) *Sedimentation Control of Reservoirs – Guidelines*, Bulletin 67, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1992) *Selection of Design Flood-current Methods*, Bulletin 82, International Commission on Large Dams, Paris.
- Knapp, R.T., Daily, J.W. and Hammit, F.G. (1970) *Cavitation*, McGraw-Hill, New York.
- Knauss, J. (ed.) (1987) *Swirling Flow Problems at Intakes*, IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Vol. 1. Balkema, Rotterdam.
- Kolkman, P. (1984) Vibrations of hydraulic structures, in *Developments in Hydraulic Engineering*, Vol. 2 (ed. P. Novak), Elsevier Applied Science, London.
- Law, F.M. (1992) A review of spillway flood design standards in European countries including freeboard margins and prior reservoir level, in *Water Resources and Reservoir Engineering* (eds N.M. Parr, J.A. Charles and S. Walker), *Proceedings of the 7th Conference of the British Dam Society*, Thomas Telford, London.
- Lawson, J.D. (1987) Protection of rockfill dams and cofferdams against overflow and throughflow – the Australian experience. *Transactions of the Institution of Engineers of Australia, Civil Engineering*, **79** (3), Paper C1659, 10 pp.
- Lencastre, A. (1987) *Handbook of Hydraulic Engineering*, Ellis Horwood, Chichester.
- Linsley, R.K., Kohler, M.A. and Paulhus, J.L.H. (1975) *Hydrology for Engineers*, 3rd edn, McGraw-Hill, New York.
- Müller, D. and Huber, A. (1992) Auswirkungen von Schwallwellen auf Stauanlagen, *Wasser, Energie, Luft*, **84** (5/6), 96-100.
- National Research Council (1988) *Estimating Probabilities of Extreme Floods*, National Academy Press, Washington, DC.
- Naudascher, E. (1987) *Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke*, Springer, Vienna.
- NERC (1975) *Flood Studies Report*. Natural Environment Research Council, London.
- Novak P. and Čábelka, J. (1981) *Models in Hydraulic Engineering – Physical Principles and Design Applications*, Pitman, London.
- Pinto de S., N.L. (1991) Prototype aerator measurement, in *Air Entrainment in Free Surface Flows* (ed. I.R. Wood). IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Vol. 4, Balkema, Rotterdam.
- Poskitt, F.F. and Elsayy, E.M. (1976) Air regulated siphon spillways at Spelga dam. *Journal of the Institution of Water Engineers and Scientists*, **30** (4), 177-90.
- Pravdivets, Y. and Bramley, M. (1989) Stepped protection blocks for dam spillways. *Water Power & Dam Construction*, **41** (July), 49-56.
- Reed, D.W. and Field, E.K. (1992) *Reservoir Flood Estimation: Another Look*, IH Report 114, Institute of Hydrology, Wallingford.
- Reeve, C.E. (1992) Trapping efficiency of reservoirs, in *Water Resources and Reservoir Engineering* (eds N.M. Parr, J.A. Charles and S. Walker). *Proceedings of the 7th Conference of the British Dam Society*, Thomas Telford, London.



- Saville, T.A., Clendon, E.W. and Cochran, A.L. (1962) Freeboard allowance for waves on inland reservoirs. *Journal of Waterways Harbours, Coastal Division, American Society of Civil Engineers*, **88** (WW2), 93-124.
- Scimeni, E. (1937) Il profilo delle dighe sfiranti. *L'Energia Elettrica*.
- Shaw, E.M. (1994) *Hydrology in Practice*, 3rd edn, Chapman & Hall, London.
- Straub, L.G. and Anderson, A.G. (1958) Experiments of self-aerated flows in open channels. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Hydraulics Division*, **84** (Hy 7), 1890/1-1890/35.
- Sutcliffe, J.V. (1978) *Methods of Flood Estimation: a Guide to the Flood Studies Report*, Institute of Hydrology, Wallingford.
- Thomas, H.H. (1976) *The Engineering of Large Dams*, Wiley, Chichester.
- US Army Waterways Experimental Station (1959) *Hydraulic Design Criteria*. US Department of the Army, Washington, DC.
- US Bureau of Reclamation (1987) *Design of Small Dams*, 3rd edn., US Department of the Interior, Washington, DC.
- US Corps of Engineers (1962) *Waves in Inland Reservoirs*, Technical Memorandum 132, Washington, DC.
- Vischer, D. (1988) Recent developments in spillway design. *Water Power & Dam Construction*, **40** (1), 10-15.
- Vischer, D.L. and Hager, W.H. (1994) Reduction of shock waves: a typology. *International Journal on Hydropower & Dams*, **1** (4), 25-9.
- Volkart, P. and Rutschmann, P. (1991) Aerators on spillways, in *Air Entrainment in Free Surface Flows* (ed. I.R. Wood). IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Vol. 4, Balkema, Rotterdam.
- Wagner, W.E. (1956) Morning-glory shaft spillways: determination of pressure controlled profiles. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, **121**, 345-83.
- Wilson, E.M. (1983) *Engineering Hydrology*, 3rd edn, Macmillan, London.
- Wood, I. R. (1984) Air entrained flow in hydraulic structures, in *Proceedings of the International Association for Hydraulics Research, Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures* (ed. H. Kobus), Akademie Verlag, Esslingen.
- Wood, I.R. (1991) Free surface air entrainment on spillways, in *Air Entrainment in Free Surface Flows* (ed. I.R. Wood), IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Vol. 4, Balkema, Rotterdam.
- Wood, I.R., Ackers, P. and Loveless, J. (1983) General method for critical point on spillway. *Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers*, **109** (2), 308-12.

# Disipación de energía 5

La disipación de energía en presas y azudes está estrechamente ligada con el diseño del vertedero, en particular con la escogencia del caudal específico  $q$ , la diferencia entre los niveles aguas arriba y aguas abajo ( $H_*$ ) y las condiciones aguas abajo. El capítulo 4 trató en su mayor parte las obras de toma o entrada en vertederos y algunos tipos de conductos comunes para llevar el flujo desde la entrada del vertedero, como rápidas, túneles, etc. En este capítulo, el tema principal está relacionado con el concepto de disipación de energía en todo el paso del flujo desde el embalse hasta el cauce aguas abajo y, en particular, el diseño del tanque de amortiguación (disipador de energía).

## 5.1 Generalidades

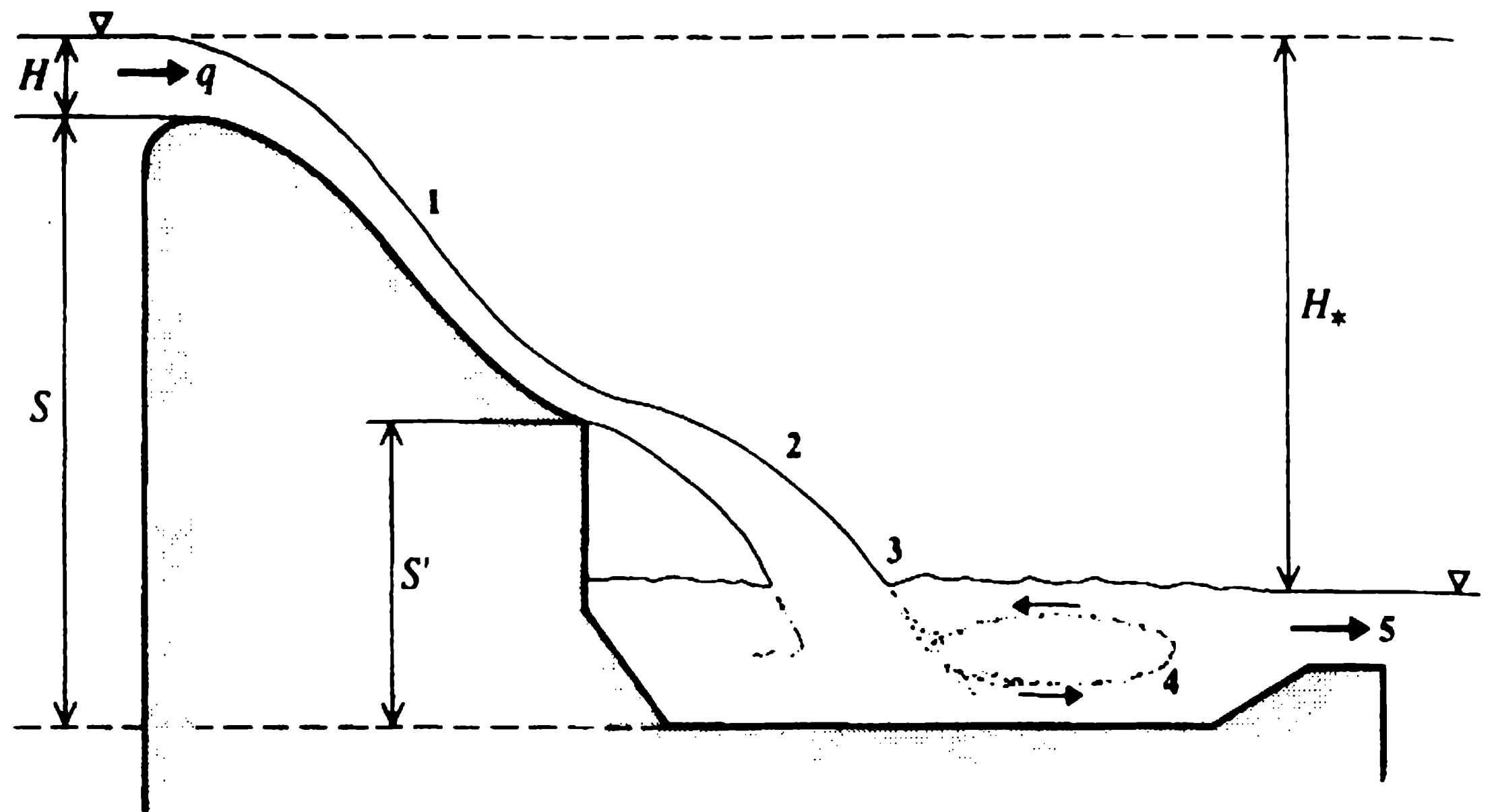
La cantidad de energía que debe disiparse en presas altas con grandes descargas sobre el vertedero es enorme. Por ejemplo, la máxima energía que debe disiparse en los vertederos auxiliar y de servicio de la presa Tarbela puede ser de 40 000 MW, lo cual representa alrededor de 20 veces la capacidad de generación planeada en el sitio (Locher y Hsu, 1984).

En el diseño de disipadores de energía deben considerarse los más importantes factores ambientales: el efecto de sobresaturación de nitrógeno sobre los peces en pozos de caída profundos y el efecto de atomizador (o espuma) de los chorros del deflector que pueden ocasionar derrumbes y el congelamiento de la niebla en países con estaciones.

El paso del agua desde un embalse hasta el tramo aguas abajo involucra un gran número de fenómenos hidráulicos, como la transición a flujo supercrítico, el flujo supercrítico aireado y no aireado sobre el vertedero, el posible flujo a través del chorro de caída libre, la entrada al tanque de amortiguación con transición de flujo supercrítico a subcrítico, y ecos de la macroturbulencia después de la transición hacia la corriente más allá del pozo o tanque de caída. En este sentido, es mejor considerar el proceso de disipación de energía en cinco etapas separadas, algunas de las cuales pueden estar combinadas o ausentes (Novak y Čábelka, 1981), (figura 5.1):

1. sobre la superficie del vertedero;
2. en el chorro de caída libre;
3. en el impacto en el pozo aguas abajo;
4. en el tanque de amortiguación;
5. en el afluente en el río.

Las tres primeras etapas se tratan en la sección 5.2 y las dos últimas en la sección 5.3.



**Figura 5.1** Esquema de definición para las cinco fases de disipación de energía.

## 5.2 Disipación de energía en vertederos

### 5.2.1 DISIPACIÓN DE ENERGÍA SOBRE LA SUPERFICIE DEL VERTEDERO

La pérdida de energía en la superficie del vertedero puede expresarse como:

$$e = \xi \alpha V'^2 / 2g \quad (5.1)$$

donde  $V'$  es la velocidad (supercrítica) al final del vertedero,  $\alpha$  es el coeficiente de Coriolis y  $\xi$  es el coeficiente de pérdida de cabeza, relacionado con el coeficiente de velocidad  $\varphi$  (la razón entre las velocidades real y teórica) dado por:

$$1/\varphi^2 = 1 + \xi. \quad (5.2)$$

La razón entre la pérdida de energía,  $e$ , y la energía total  $E$  (es decir, la pérdida relativa de energía) es:

$$\frac{e}{E} = \frac{\xi V'^2}{2g} / \left( \frac{V^2}{2g} + \frac{\xi V'^2}{2g} \right) = \frac{\xi}{1 + \xi} = 1 - \varphi^2. \quad (5.3)$$

Para una relación entre la altura  $S$  de la cresta del vertedero, sobre su parte más baja y la cabeza total de caída  $H$ , de  $S/H < 30$ , y para vertederos lisos (Novak y Čábelka, 1981),

$$\varphi_1 \approx 1 - 0.0155 S/H \quad (5.4)$$

Para un valor de  $S$  dado,  $\varphi_1$  se incrementa cuando  $H$  aumenta, es decir, si para un caudal dado  $Q$  el ancho del vertedero  $b$  disminuye, entonces  $q$  aumenta [ecuación (4.19)]. Así, para  $S/H = 5$ ,  $\varphi_1 = 0.92$  y la pérdida relativa de cabeza es de 15%, mientras que para  $S/H = 25$ ,  $\varphi_1 = 0.61$  y la pérdida es de 62%.

El valor de  $\xi$  podría incrementarse (y  $\varphi$  disminuir) mediante el uso de un vertedero rugoso o de deflectores sobre la superficie del vertedero. Sin embargo, a menos que se provea la aireación de estas protuberancias, el incremento en la disipación de energía sólo puede lograrse a cambio de admitir la posibilidad de eventuales daños por cavitación (sección 4.6).

### 5.2.2 VERTEDEROS CON SALTO DE ESQUÍ

En el diseño moderno de muchos vertederos se logra un incremento de disipación de energía utilizando chorros de caída libre, bien al final de un ‘salto de esquí’ o aguas abajo de un deflector (figuras 5.2 y 5.3).

El vertedero con salto de esquí fue utilizado por primera vez por Coyne (1951), y más tarde se desarrolló en estudios detallados sobre modelos. Su utilización permite importantes economías en sitios donde las condiciones geológicas y morfológicas son favorables, y en particular, donde el vertedero puede ubicarse sobre la central eléctrica o al menos, por encima de las obras de desagües de fondo (Novak y Čábelka, 1981).

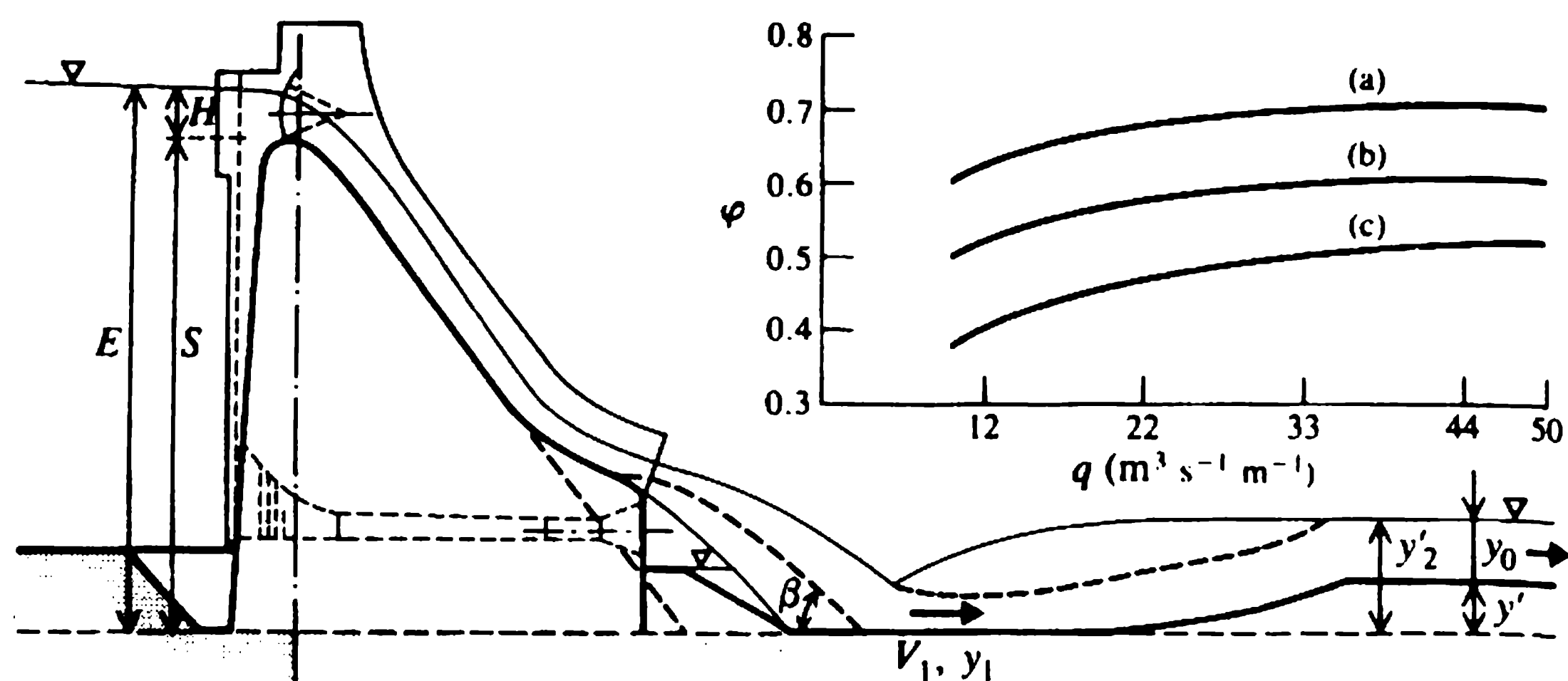
La pérdida de cabeza en el propio chorro, ya sea sólido o (con mayor frecuencia) desintegrado, no es muy importante ya que sólo alcanza hasta alrededor de 12% (Hořený, 1956). Si, por otra parte, el chorro se divide en varias corrientes que choquen entre sí, o si se usa un vertedero de dos chorros que choquen, entonces la pérdida de energía se incrementa de manera considerable.

Respecto a la disipación de energía, el beneficio principal de los vertederos de chorro ocurre en la tercera fase, en el impacto en el pozo aguas abajo. En este caso, la mayoría de las pérdidas de energía en las tres primeras fases ocurre debido al choque de las masas de agua y a la compresión de las burbujas de aire, lo cual se presenta tanto en el chorro de la lámina vertiente como en el pozo aguas abajo en el sitio del impacto. La disminución de energía en esta fase, por consiguiente, se intensifica cuando se tiene un chorro disperso y con aireación intensiva antes del impacto.

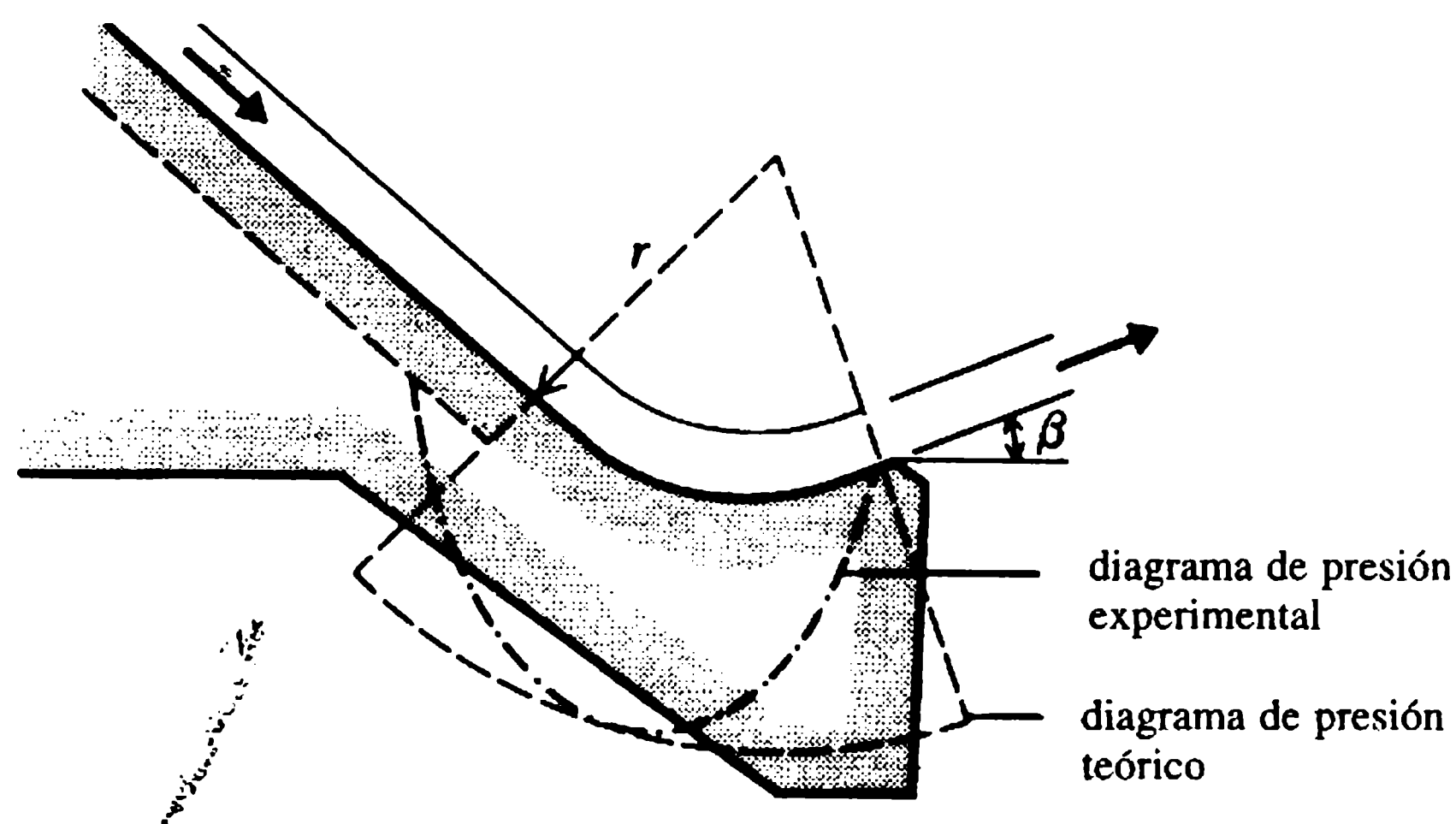
La pérdida de energía combinada en las primeras tres fases de disipación de energía puede expresarse a partir de un coeficiente de velocidad,  $\varphi_{1-3}$ , que puede determinarse en pruebas de modelos, a partir de la profundidad teórica del flujo supercrítico en conjunto con la profundidad del flujo subcrítico, necesaria para formar un resalto estable aguas abajo de un vertedero (con salto de esquí). Incluso si este valor de  $\varphi$  está sujeto a efectos de escala (el valor de  $\varphi$  del prototipo tiende a ser menor debido al incremento de aireación), el estudio sobre modelo da una muy buena idea de los beneficios o bondades relativas de diferentes diseños.

Generalmente (figura 5.1),

$$\varphi_{1-3} = f(S'/S, q, \text{ geometría}) \quad (5.5)$$



**Figura 5.2** Comparación de (a) vertedero normal, (b) vertedero con salto de esquí y (c) vertedero con salto de esquí con separadores de chorro (Novak y Čábelka, 1981).



**Figura 5.3** Deflectores.

donde  $S'$  es la altura del punto de despegue de la lámina de agua sobre el nivel de referencia.

Una comparación de  $\phi_{1-3}$  para tres diferentes diseños se muestra en la figura 5.2: la curva a corresponde a un vertedero normal que termina en un tanque de amortiguación; la curva b, a un vertedero con salto de esquí sin deflectores en el sitio de despegue de la lámina y la curva c, a un vertedero con deflectores que dividen el chorro para incrementar la entrada de aire y la disipación de energía y reducir las presiones en el tanque de amortiguación. El incremento de  $\phi$  (y disminución de la

pérdida relativa de energía), con  $q$  queda de nuevo demostrado. Usando un diseño conveniente, los valores de  $\phi$  se han reducido hasta un factor próximo a 0.7, lo cual genera una pérdida de energía importante. Por ejemplo para  $\phi_{1-3} = 0.5$ ,  $e/E = 75\%$  [ecuación (5.3)]. El valor óptimo (más bajo), de  $\phi_{1-3}$  se obtiene para  $S'/S \approx 0.6$ ; para este valor, la napa completa alcanza una velocidad y un grado de turbulencia suficientes mientras fluye por la parte superior del vertedero, para luego dispersarse efectivamente en los deflectores en el sitio de despegue de la lámina, y tiene una suficiente longitud de caída libre en el aire, para airear de forma intensiva y desintegrar el chorro (Novak y Čábelka, 1981).

La desintegración de un chorro circular que cae, de diámetro  $D$ , fue estudiada por Irvine y Falvey (1987), quienes demostraron que el decaimiento total del núcleo interior sólido ocurre después de una longitud de caída  $L$ , con  $L/D$  en el rango 50-100. Para chorros planos, que son más importantes en el diseño de vertederos, Hoření (1956) estableció experimentalmente que la longitud de caída, desde la cresta, requerida para la desintegración total del chorro (para  $q$  en  $\text{m}^2 \text{s}^{-1}$ ) es:

$$L = 5.89q^{0.319} \approx 6(q)^{1/3} \text{ (m)}. \quad (5.6)$$

### 5.2.3 DEFLECTORES

El deflector (figura 5.3), es una versión de un vertedero de salto de esquí, que se utiliza con frecuencia como terminal en la rápida o túnel de un vertedero, siempre y cuando las condiciones geológicas y topográficas sean favorables. Los deflectores (igual que los vertederos de salto de esquí) son en general hechos de forma particular para cada proyecto y los diseños se desarrollan con la ayuda de modelos a escala.

Los parámetros necesarios para el diseño del deflector son la velocidad de aproximación del flujo y su profundidad, el radio  $r$  del deflector y el ángulo  $\beta$  del borde. Para un deflector circular bidimensional, la cabeza de presión puede calcularse suponiendo un flujo irrotacional; datos experimentales confirman estos valores para la máxima cabeza de presión pero (en contraste con la teoría) muestran una distribución no uniforme de la presión (figura 5.3). Para flujos bajos, el deflector actúa como un tanque de amortiguación con el agua fluyendo sobre el borde y el paramento aguas abajo; la base del deflector necesita, por consiguiente, estar protegida contra la erosión. En la medida que se incrementa el flujo, el caudal alcanza un valor de 'barrido', en este punto, comenzando el deflector a operar de manera adecuada con un chorro.

La trayectoria del chorro apenas es afectada por la resistencia del aire para velocidades inferiores a  $20 \text{ m s}^{-1}$ , pero para velocidades de  $40 \text{ m s}^{-1}$  la distancia del lanzamiento puede reducirse hasta en 30% con relación al valor teórico dado por  $(v^2/g) \sin 2\beta$ .

En general, la principal preocupación del diseñador es tener la zona de impacto lo más lejos posible del deflector para proteger la estructura contra la erosión regresiva. Muchos diseños con chorros inclinados y varias formas tridimensionales de de-



flectores se han desarrollado: para más detalles sobre el diseño de deflectores, consúltese Locher y Hsu (1984).

### 5.3 Tanques e amortiguación

#### 5.3.1 TANQUES DE AMORTIGUACIÓN DE RESALTO HIDRÁULICO

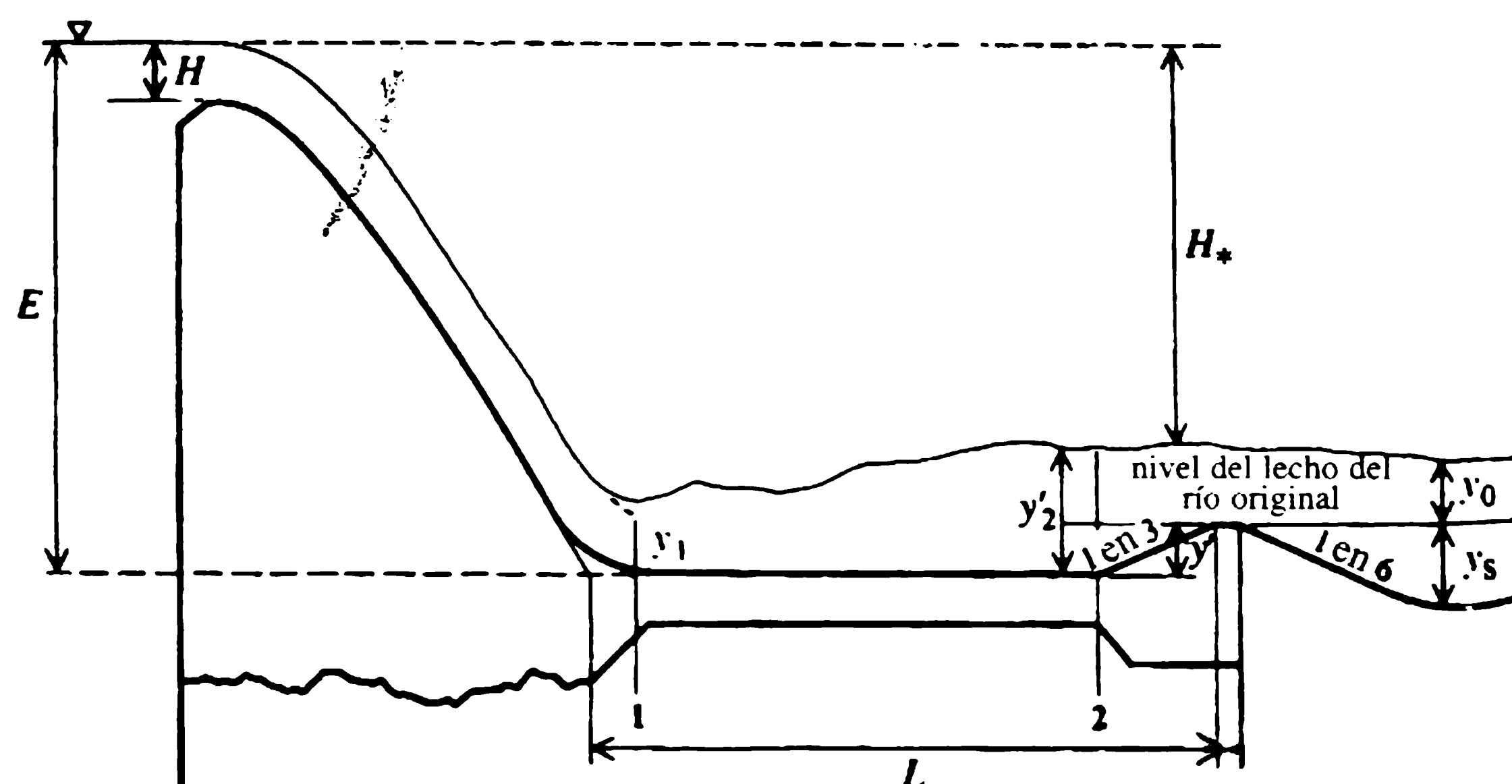
El tanque de amortiguación es el sistema más común de disipación de energía que convierte el flujo supercrítico del vertedero en un flujo subcrítico compatible con el régimen de río aguas abajo. El método más común –y a menudo el mejor– para lograr esta transición del flujo consiste en un simple resalto sumergido, formado en un tanque de amortiguación de sección transversal rectangular.

Los resaltos hidráulicos han sido estudiados por muchos investigadores, recientemente por Rajaratnam (1967) y Hager, Bremen y Kawagoshi (1990), quienes además extendieron su investigación a resaltos con un umbral de control (Hager y Li, 1992). Novak (1955) y Hager (1990) han estudiado las implicaciones de la hidráulica del resalto para el tanque de amortiguación de resalto sumergido.

De acuerdo con la notación de la figura 5.4 y las ecuaciones (5.1) y (5.2) se puede escribir:

$$E = y_1 + \frac{\alpha q^2}{2g\phi^2 y_1^2} \quad (5.7)$$

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left[ -1 + \left( 1 + 8 \frac{q^2}{gy_1^3} \right)^{1/2} \right] \quad (5.8)$$



**Figura 5.4** Esquema de un tanque de amortiguación de resalto hidráulico.

La profundidad del tanque de amortiguación está dada entonces por:

$$y' = y_2' - y_0 = \sigma' y_2 - y_0 \quad (5.9)$$

y la longitud por:

$$L = K(y_2 - y_1) \quad (5.10)$$

donde  $\sigma'$  y  $K$  son coeficientes (obtenidos en el laboratorio y de experimentos de campo).

Cuando se aplican las ecuaciones (5.7) a (5.10) se comienza con un caudal conocido  $q$  y la correspondiente profundidad  $y_0$  aguas abajo. Para un  $\phi$  seleccionado de manera adecuada (sección 5.2) y un valor de  $E$  correspondiente a la energía total disponible sobre el fondo del tanque de amortiguación,  $y_1$  se puede calcular de la ecuación (5.7),  $y_2$  de la ecuación (5.8) y  $y'$  de la ecuación (5.9) (a partir de un valor definido del factor de seguridad).  $E$  es, por supuesto, al principio desconocido, de modo que lo mejor es aplicar el procedimiento anterior por iteraciones, suponiendo inicialmente a  $y' = 0$ , es decir, tomando el nivel de referencia de la energía en el fondo del lecho del río aguas abajo. Este cálculo, llevado a cabo para varios caudales, puede producir cinco alternativas:

1.  $y_2 > y_0$  en todo el rango de  $q$ ;
2.  $y_2 = y_0$  en todo el rango de  $q$ ;
3.  $y_2 < y_0$  en todo el rango de  $q$ ;
4.  $y_2 > y_0$  sólo para caudales altos;
5.  $y_2 > y_0$  sólo para caudales bajos.

El caso 1 es el más frecuente, y muestra que el tanque de amortiguación es necesario para producir un resalto sumergido en todos los caudales. Por seguridad, el tanque también se requiere en el caso 2 (que es en realidad sólo una posibilidad teórica). Para  $y_2 < y_0$  no es necesario el tanque de amortiguación y es suficiente una placa (faldón) horizontal de protección del lecho del río aguas abajo de la presa, ya que se presenta un resalto sumergido. El diseño del tanque de amortiguación para el caso 4 tiene que realizarse para el caudal máximo (como en el caso 1) y, para el caso 5, en aquel caudal que produzca la máxima diferencia entre  $y_2$  y  $y_0$  (con  $Q_d < Q_{\text{máx}}$ ), lo cual puede dar como resultado un pequeño tanque de amortiguación en el pie de la presa seguido de una placa horizontal de protección (o viceversa), o el diseño de una placa de protección inclinada.

Donde el resultado del primer cálculo muestre que el tanque de amortiguación es necesario, el procedimiento se repite para un nuevo valor de  $E$  [en la ecuación (5.7)] el cual tiene en cuenta la disminución en el nivel de referencia de energía en una cantidad suficiente (ver ejemplo 5.1).

Los valores de los coeficientes  $\sigma'$  y  $K$  en las ecuaciones (5.9) y (5.10) pueden tomarse (Novak y Čábelka, 1981) como  $1.1 < \sigma' < 1.25$  y  $4.5 < K < 5.5$ , donde el valor más bajo de  $K$  se aplica para  $Fr_1 > 10$  y el más alto para  $Fr_1 \leq 3$ .

Las ecuaciones (5.8) y (5.10) y los aspectos de diseño hasta ahora estudiados, son válidos únicamente para tanques de fondo horizontal. En canales inclinados, el va-

lor  $y_2/y_1$  se incrementa con la pendiente; para una pendiente  $S_0 = 0.2$ ,  $y_2/y_1$  es dos veces el valor para un canal horizontal, con el mismo número de Froude.

Los valores citados de  $K$ , y en particular de  $\sigma'$ , son bastante bajos (como indica la economía) y dependen de una buena valoración del coeficiente  $\phi$ , y en especial de la profundidad aguas abajo  $y_0$  que, a su vez, depende en general de un valor supuesto del  $n$  de Manning para el río. Si se suponen valores conservadores de  $n$  y  $\phi$  (es decir un  $n$  bajo y un  $\phi$  alto) entonces un valor pequeño de  $\sigma'$  (como 1.1) es suficiente; de otra manera, debe seleccionarse un valor más alto. También es muy importante estimar la posible degradación a largo plazo del lecho del río aguas abajo de la presa, lo que podría ocasionar la reducción de los niveles (del agua) aguas abajo y de  $y_0$ .

Un umbral de salida simple, con una pendiente de 1 a 3 es de ordinario tan efectivo como umbrales más complejos (sección 5.3.3).

Es evidente a partir de las ecuaciones (5.7) a (5.10) que cuanto más bajo sea el valor de  $\phi$  (más alto el valor de  $\xi$ ) más pequeño será el tanque de amortiguación requerido;  $\phi$  en la ecuación (5.7) se refiere a las pérdidas totales entre la cresta del vertedero y la entrada al tanque de amortiguación, es decir a  $\phi_{1..3}$  [ecuación (5.5)].

Las pérdidas de energía en las fases cuarta y quinta de la disipación de energía (sección 5.1) se pueden expresar como:

$$e_{4,5} = (y_2 - y_1)^3 / 4y_2y_1 \quad (5.11)$$

Aguas abajo del resalto en el efluente del tanque subsiste todavía una proporción importante de exceso de energía, principalmente debido a la alta turbulencia del flujo, la cual puede expresarse (Novak y Čábelka, 1981) como:

$$e_5 = (\alpha' - \alpha) V_0^2 / 2g \quad (5.12)$$

donde  $\alpha'$  es el valor aumentado del coeficiente de Coriolis que refleja el alto grado de turbulencia y la distribución no uniforme de la velocidad;  $2 < \alpha' < 5$  para  $3 < Fr_1 < 10$ , mientras que  $\alpha \approx 1$ .

De las ecuaciones (5.11) y (5.12) se obtiene:

$$\frac{e_4}{e_{4,5}} \rightarrow 1 - \frac{e_5}{e_{4,5}} \approx 1 - 4(\alpha' - 1) \frac{1 + (1 + 8Fr_1^2)^{1/2}}{[-3 + (1 + 8Fr_1^2)^{1/2}]^3} \quad (5.13)$$

La ecuación (5.13) muestra que la eficiencia de la disipación de energía en el propio resalto dentro del tanque de amortiguación decrece con el número de Froude, dejando hasta 50% de la energía para que sea disipada aguas abajo del tanque para números bajos de Froude (sección 5.3.3).

El resalto hidráulico introduce una cantidad importante de aire adicional a cualquier flujo aireado de llegada. Una concentración constante de aire a lo largo del resalto ( $\bar{C}_1 = \bar{C}_2$ ) da como resultado un resalto de menor altura en comparación con el caso sin aire, mientras que para  $\bar{C}_1 > 0$  y  $\bar{C}_2 \approx 0$  (que es una suposición más realista) es necesaria una altura un poco mayor de  $y_2$  respecto al caso de no tener aire (Naudascher, 1987). Entonces, lo más relevante de la presencia de aire en la zona del resalto, es el requerimiento de paredes más altas en el tanque de amortiguación

debido a la mayor profundidad de flujo [ecuación (4.33)]. El efecto de la entrada de aire debido a los resaltos hidráulicos en la concentración de oxígeno en el flujo ha sido estudiado por Avery y Novak (1978) (sección 9.1.6).

La naturaleza de alta turbulencia del flujo en el resalto hidráulico induce grandes fluctuaciones de presión en las paredes laterales y en particular en el piso del tanque, lo cual, a su vez, podría ocasionar cavitación. Utilizando un número de cavitación,  $\sigma'$ , en la forma  $(\bar{p}'^2)^{1/2}/(1/2\rho V_1^2)$  [ecuación (4.14)], donde  $p'$  es la desviación de la presión instantánea  $p$  con respecto a la presión promedio en el tiempo  $\bar{p}$  [ $p=f(t)$  puede obtenerse de los registros de transductores de presión], la relación entre  $\sigma$  y  $x/y_1$  (donde  $x$  es la distancia desde el pie del resalto) para resaltos libres y sumergidos con  $Fr_1 \approx 5$ , se muestra en la figura 5.5 (Narayanan, 1980; Locher y Hsu, 1984). Suponiendo que la longitud del resalto sea de aproximadamente  $6(y_2 - y_1)$ , la presión hidrostática en el punto de máxima fluctuación de la presión, es decir en un resalto libre, en  $x/y_1 = 12$ , será  $\rho g \bar{y}$ , con:

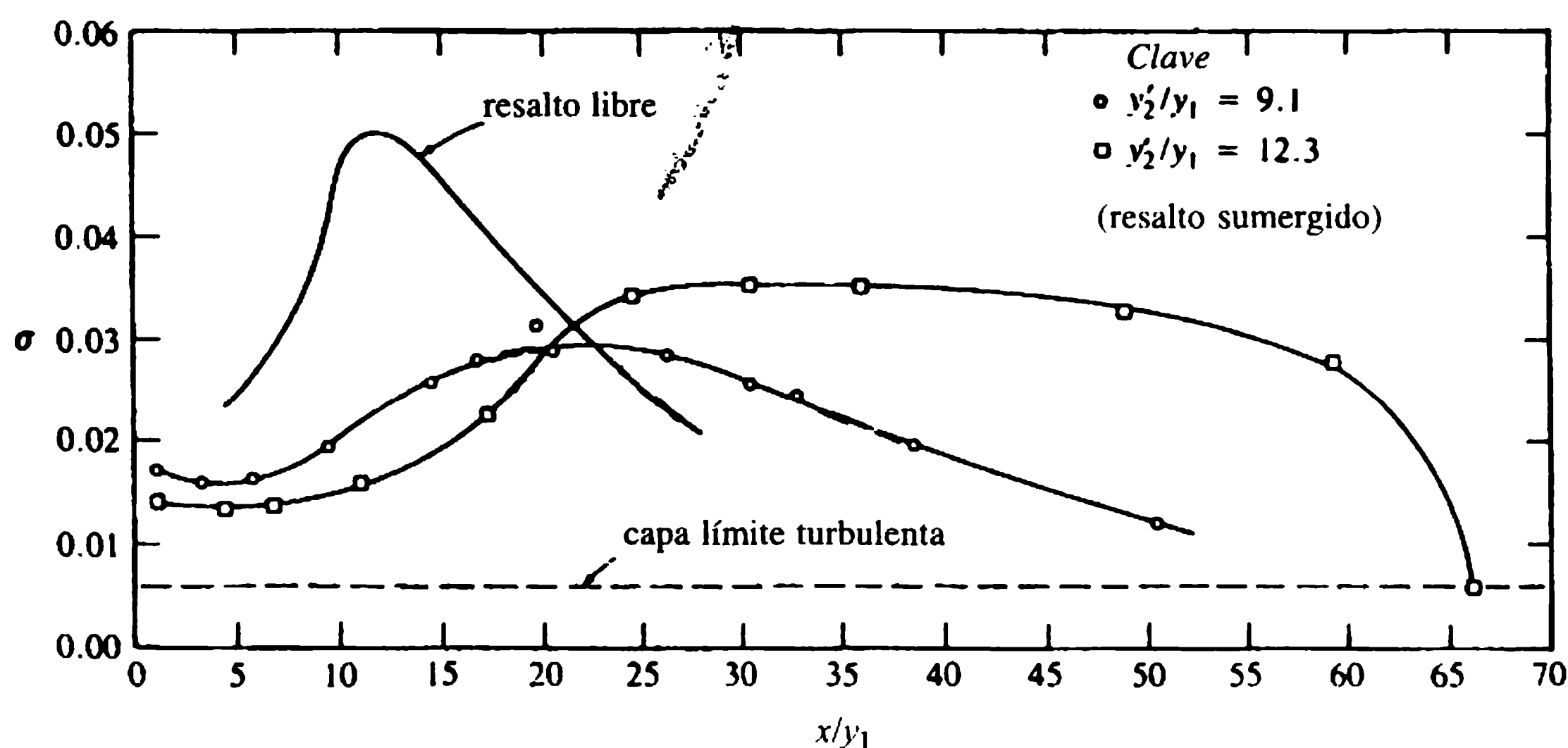
$$\bar{y} = y_1 + \frac{y_2 - y_1}{6(y_2 - y_1)} 12y_1 = 3y_1.$$

Para  $\sigma = 0.05$  ocurrirá cavitación si:

$$p_0 + \rho g \bar{y} - 0.05k\rho \frac{V_1^2}{2} = p_v \approx 0 \quad (5.14)$$

donde  $k = p'/(p'^2)^{1/2} > 1$  ( $1 < k < 5$ ).

El valor de  $k$  puede calcularse de la ecuación (5.14) y suponiendo, por ejemplo, una distribución normal de las fluctuaciones de presión, el factor de intermitencia, es decir, la proporción de tiempo para la cual  $k$  es excedido (la probabilidad de que ocurra cavitación) puede calcularse (como se muestra en el ejemplo 5.1). Para  $k > 5$  en la práctica no hay peligro de cavitación; para  $k = 3.5$  hay 2% de probabilidad de



**Figura 5.5** Comparación de la variación longitudinal de las fluctuaciones de presión en resaltos libres y sumergidos para  $Fr = 5$  (Locher y Hsu, 1984).

ocurrencia de cavitación durante el tiempo de operación del tanque (para tanques bien contruidos). En realidad, esta probabilidad de cavitación podría ser más alta porque el comienzo de la cavitación ocurrirá a presiones mayores que  $p_v$ , las irregularidades en el piso del tanque causarán reducción de la presión local y el flujo que viene de aguas arriba del resalto puede tener un grado sustancial de turbulencia (Narayanan, 1980).

Los modelos físicos proporcionan, con ciertas salvaguardias, una herramienta conveniente para evaluar las características de amplitud y frecuencia de las fluctuaciones macroturbulentas de presión y para estimar la tendencia a la cavitación, con cavitación intermitente en el prototipo (Lopardo, 1988) (capítulo 15).

Los daños potenciales debidos a la cavitación no son el único peligro en los tanques de amortiguación de resalto hidráulico (así como en otros tipos de tanques). Probablemente, el problema estructural más serio es el efecto del empuje causado por el sistema de drenaje de la presa o por el nivel del cauce aguas abajo o en el fondo del tanque. Este exceso de presión por encima de la presión hidrostática en el tanque se agrava por las fluctuaciones macroturbulentas de la presión por debajo (y el lado) del resalto. Aunque las fluctuaciones de la presión negativa tienen una distribución espacial desigual (que alivia esta parte del problema) ésta sólo es visible para diseñar la placa de piso para la más severa de las dos situaciones: el empuje aguas abajo aplicado sobre toda el área del piso con el tanque vacío o la cabeza de empuje igual a la raíz cuadrada media (rms en inglés) del valor de las fluctuaciones de presión que es del orden de  $0.12 V_1^2/2g$  ( $V_1$  es la velocidad supercrítica de entrada) aplicada para la totalidad del tanque lleno. Además, todas las juntas de contracción deben sellarse, no debe hacerse ninguna apertura de drenaje y las placas del piso deben ser tan grandes como sea posible y conectadas con pernos y refuerzo (ICOLD, 1986).

Farhodi y Narayanan (1991) investigaron la acción de las fuerzas en losas con diferentes longitudes y anchos bajo un resalto hidráulico, dando detalles adicionales sobre los efectos del tamaño de la losa, de la posición y de la relación ancho-largo. Pinheiro, Quintela y Ramos (1994) presentaron un resumen y un análisis comparativo de metodologías para calcular las fuerzas hidrodinámicas que actúan sobre las losas de los tanques de amortiguación de resalto hidráulico.

La prevención de la vibración de los elementos del tanque (debido a la turbulencia del flujo) requiere también placas macizas, conectadas en lo posible a la cimentación.

La abrasión del concreto en el tanque puede ocurrir si éste se utiliza también para desagües de fondo, que transporten sedimentos abrasivos (aunque esto es improbable que ocurra para velocidades inferiores a  $10 \text{ m s}^{-1}$ ), o por sedimentos llevados dentro del tanque desde aguas abajo ya sea por mal diseño o por mala operación. El tanque debe autolimpiarse para lavar cualquier sedimento atrapado en él.

El empuje, la abrasión y la cavitación están, desde luego, fuertemente relacionados, y la previsión para mantenimiento y reparaciones debe considerarse en el diseño del tanque.

El caudal usado en el diseño de los tanques de amortiguación es, en la mayoría de los casos, el caudal (máximo) de diseño del vertedero (en los casos 1, 2 y 4 anteriores). Éste, sin embargo, no es siempre necesariamente el caso. Algunas veces puede resultar más económico tomar algún riesgo calculado y diseñar el tanque para un



caudal más pequeño y de mayor frecuencia de ocurrencia (como  $Q_{1000}$  o menor, en lugar de la CMP – capítulo 4) y realizar las reparaciones necesarias cuando se exceda dicho  $Q$ . Se necesita tener mucho cuidado y experiencia cuando se opta por esta alternativa.

### 5.3.2 OTROS TIPOS DE TANQUES DE AMORTIGUACIÓN

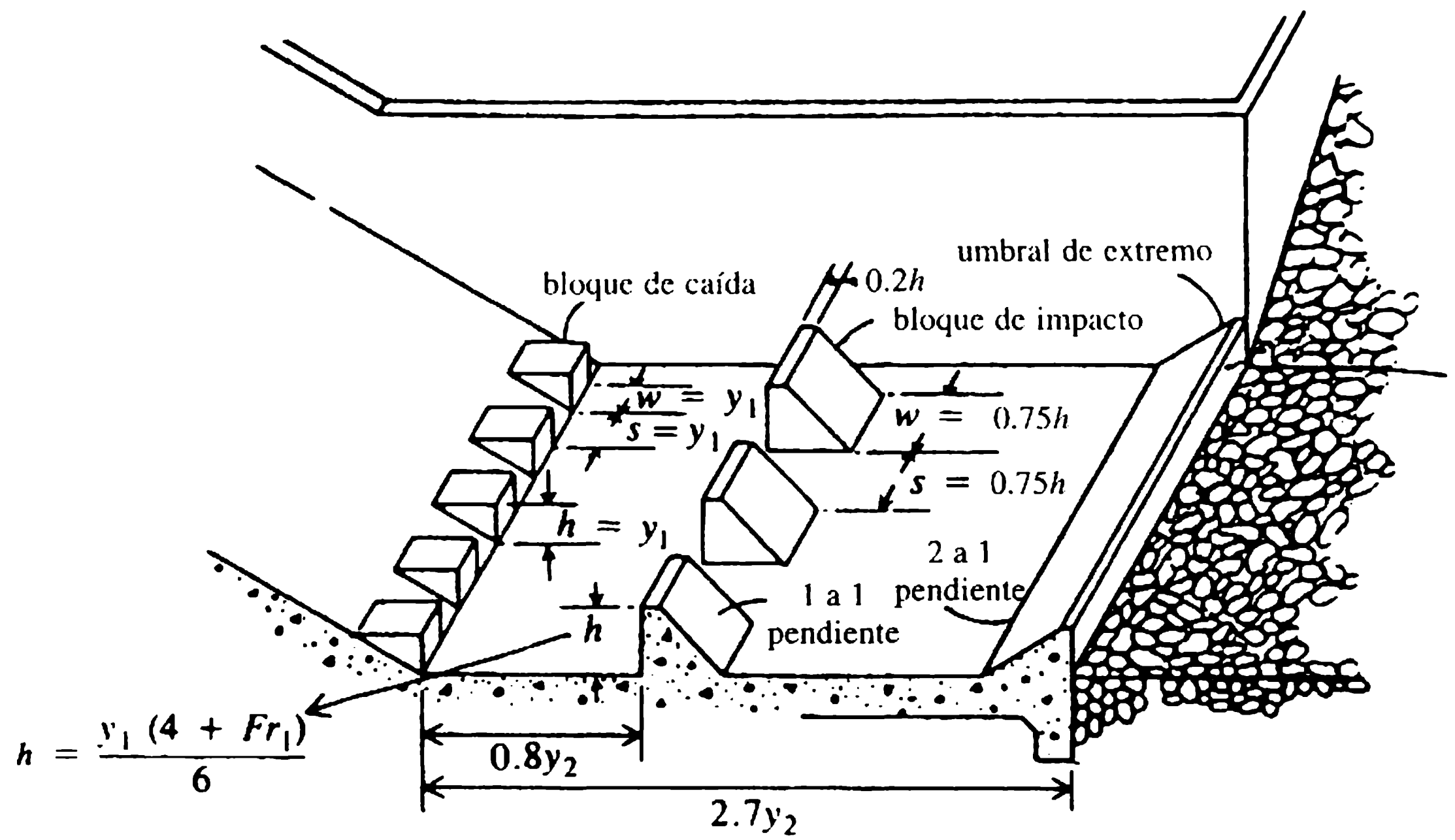
Aunque los tanques de amortiguación diseñados con base en un simple resalto hidráulico funcionan bien y con relativa eficiencia, en ciertas condiciones otros tipos de tanques pueden producir ahorros en los costos de construcción. Se han desarrollado tanques estándares con **bloques de impacto, bloques de caída y umbrales de salida especiales** por el USBR (Bradley y Peterka, 1957; Peterka, 1963; US Bureau of Reclamation, 1987). Un ejemplo de un tanque con bloques de caída y bloques de impacto – USBR Tipo III – que puede utilizarse para velocidades  $V < 18.2 \text{ m s}^{-1}$  y  $q < 18.6 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$  se presenta en la figura 5.6. Como este tanque es más corto que otros, existe la tentación de utilizarlo por fuera de esos límites; sin embargo, en este caso es muy grande el peligro de que ocurran daños por cavitación, debiéndose tener mucho cuidado durante el diseño y en el posicionamiento de los bloques. Basco (1969) llevó a cabo, en particular, una investigación detallada de la tendencia en el diseño de tanques con bloques de impacto y de las fuerzas de arrastre, las fluctuaciones de presión y de la geometría óptima; toda el área de tanques con bloques de impacto ha sido también estudiada por Locher y Hsu (1984).

Los disipadores de **cubetas curvas, lisas y ranuradas**, desarrollados principalmente en Estados Unidos (Peterka, 1963) [figura (5.7)] requieren niveles del cauce aguas abajo en esencia mayores que los tanques convencionales de resalto hidráulico y, en el caso de vertederos con compuertas, es necesaria una operación simétrica de éstas (para prevenir corrientes laterales que pueden llevar sedimentos dentro de la cubeta, lo cual a su vez, puede dañar el disipador).

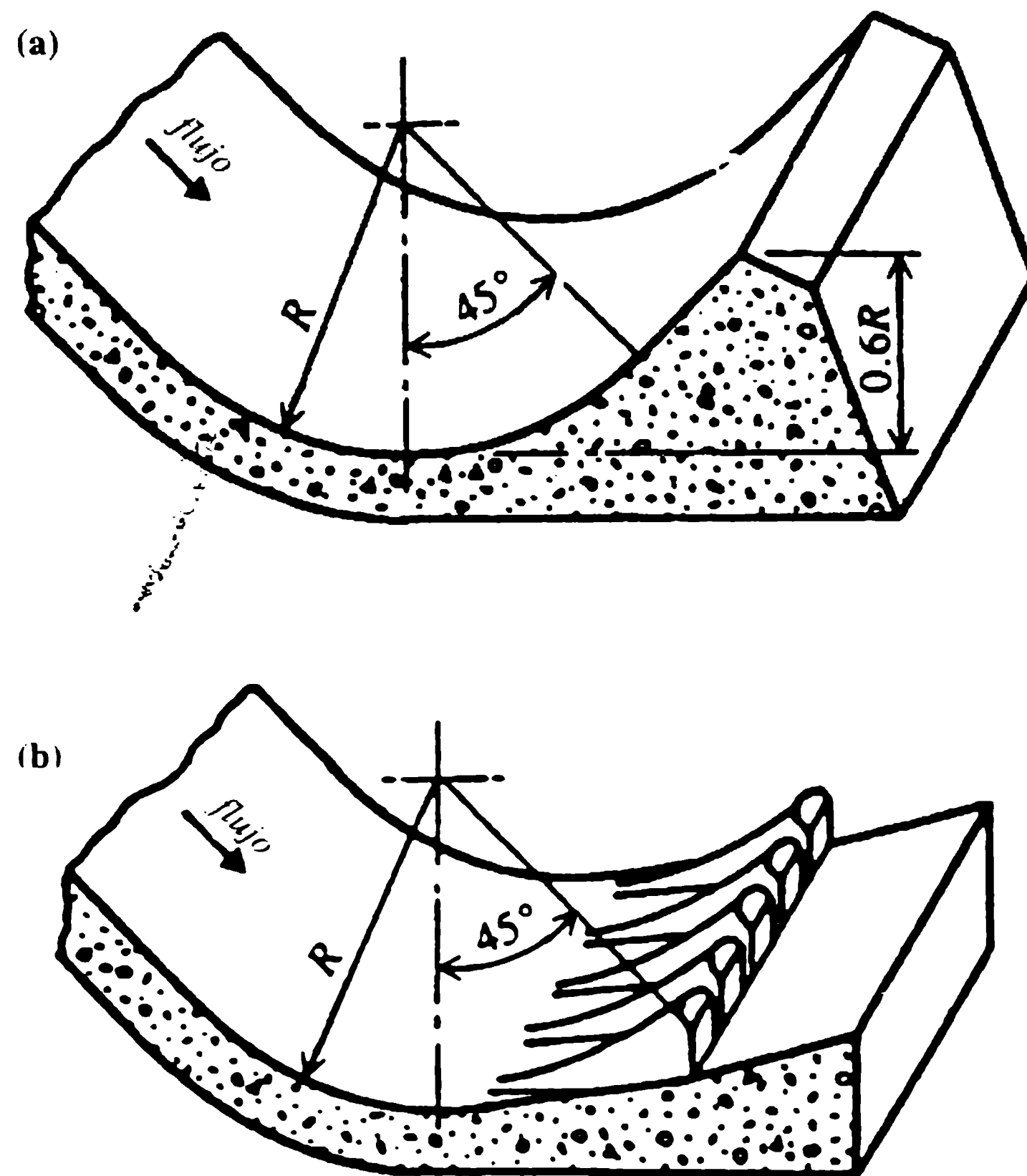
Los tanques de amortiguación con **un régimen superficial de resalto hidráulico** utilizan una cubeta escalonada poco profunda [figura 5.8(b)]; la teoría y su aplicación para pequeñas presas fue desarrollada en especial en la URSS (Skladnev, 1956) y fue revisada por Novak y Čábelka (1981). Este tipo de tanque es en realidad sólo un ejemplo de los tanques de **resalto hidráulico espacial**. Otros emplean un cambio brusco en el ancho [figura 5.8(a)] o un resalto combinado con entradas de flujo laterales desde rápidas [figura 5.8(c)] o cascadas; esta última alternativa es en particular útil en valles relativamente angostos.

Bremen y Hager (1993) investigaron los resaltos en canales que se expanden con brusquedad llegando a la conclusión de que los resaltos con el pie justo en el canal de aguas arriba son más eficientes que los resaltos clásicos, aunque en la construcción del tanque de amortiguación esta ventaja debe contrastarse con el hecho de que éstos pueden volverse asimétricos para relaciones de expansión superiores a 1.4 y –para valores más altos– requieren mayores volúmenes de excavación que los tanques diseñados con base en el resalto clásico.

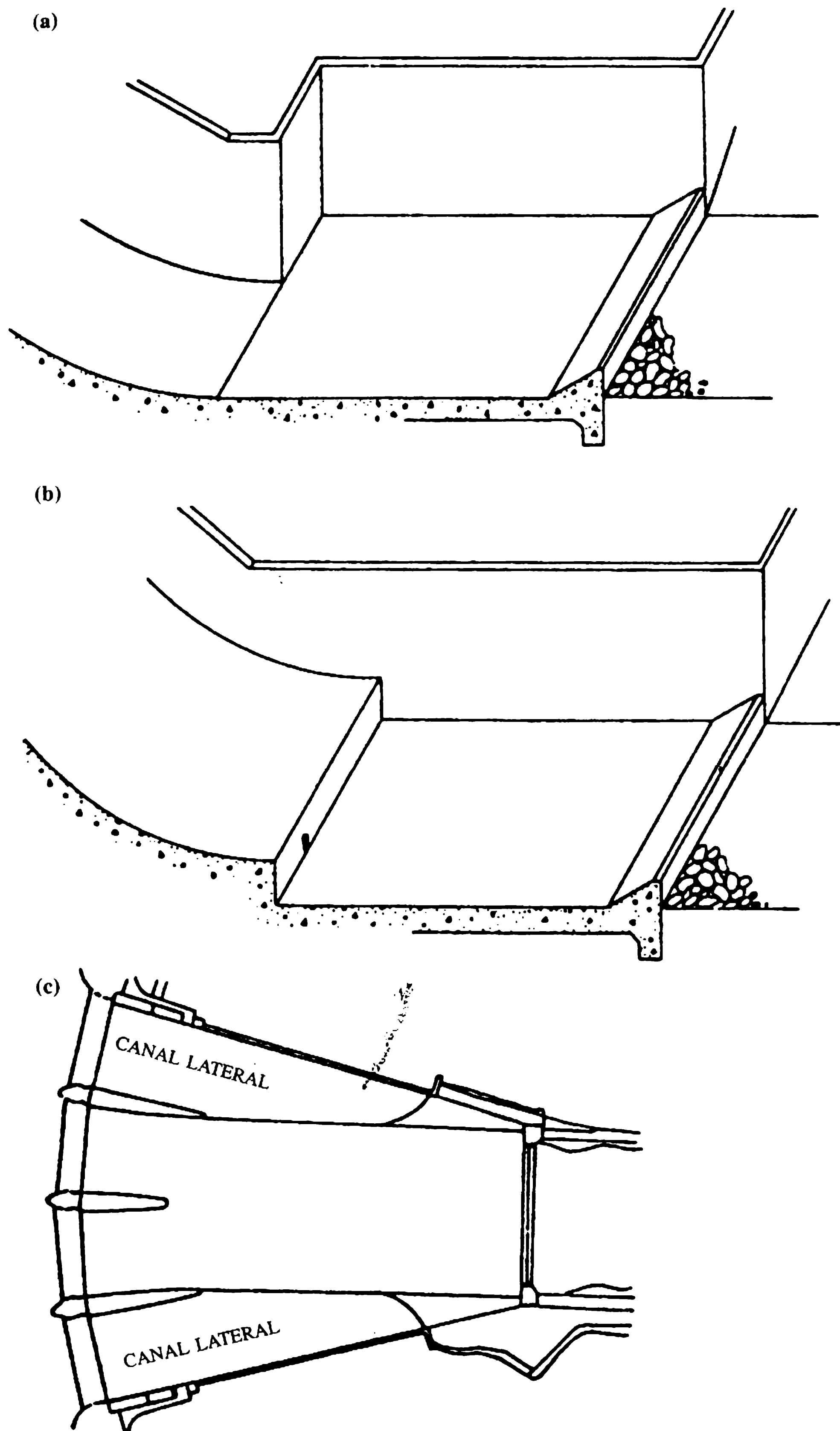




**Figura 5.6** Tanque de amortiguación con bloques de caída y de impacto, USBR tipo III (US Bureau of Reclamation, 1987).



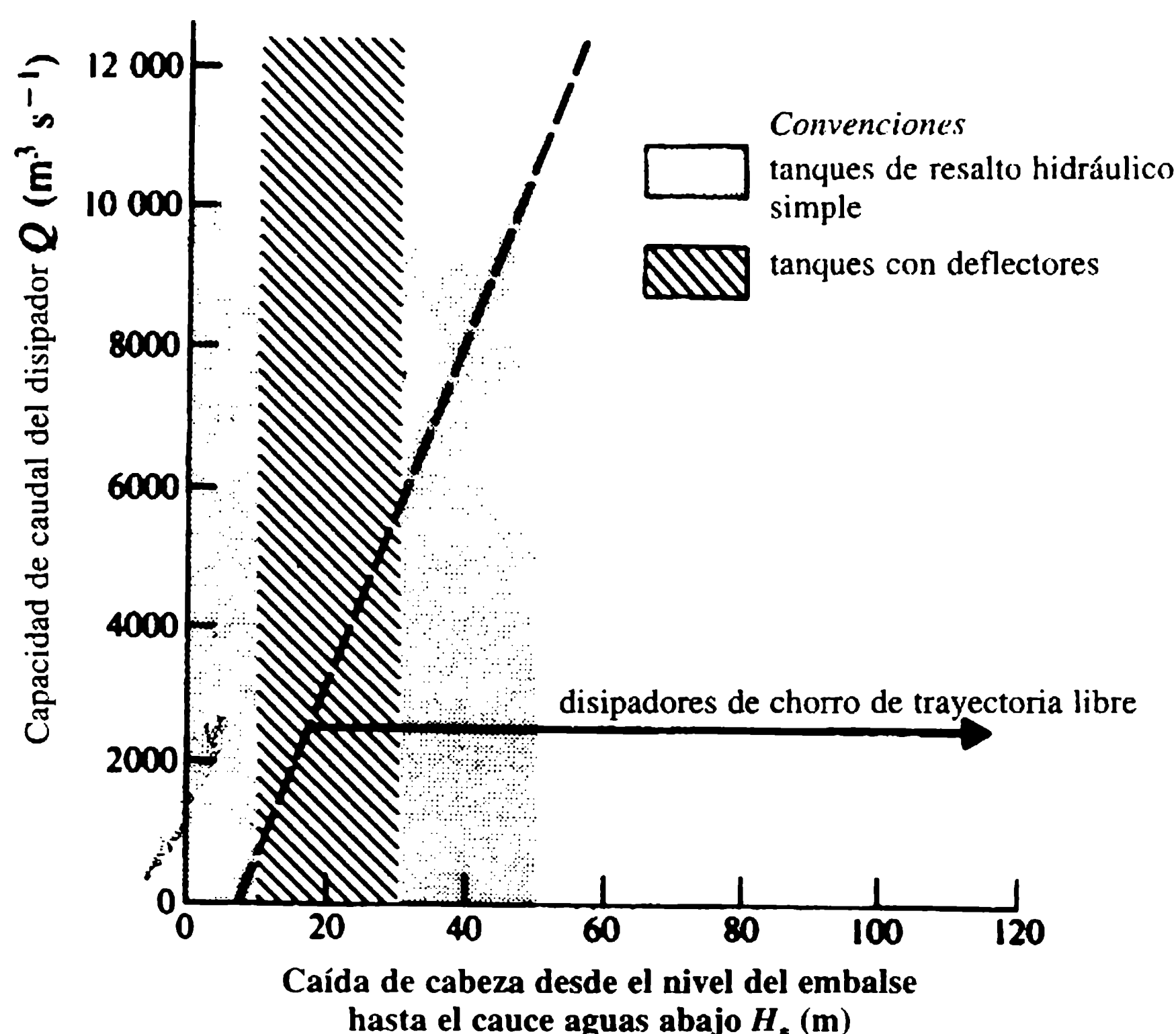
**Figura 5.7** Cubetas curvas, lisas y ranuradas (US Bureau of Reclamation, 1987).



**Figura 5.8** Tanques de resalto hidráulico espacial: (a) cambio en el ancho; (b) cambio en la profundidad; (c) flujo desde canales laterales (Locher y Hsu, 1984).

Todos estos y otros tipos de tanques de amortiguación y disipadores de energía se desarrollan mejor con la ayuda de estudios sobre modelos a escala (Novak y Čábelka, 1981).

Mason (1982) llevó a cabo un estudio estadístico con 370 disipadores construidos desde 1950; el estudio incluyó tanques en roca (sin protección en el fondo con cubetas curvas sumergidas), tanques de resalto simple, tanques con bloques de impacto y varios tipos de disipadores con chorros de trayectoria libre. Los resultados de las mediciones se encuentran resumidos en la figura 5.9 y confirman que para operar con éxito tanques con bloques de impacto es necesario una cierta velocidad mínima de entrada (cabeza), pero su rango está limitado por problemas de cavitación para  $H > 30$  m. Resaltos hidráulicos simples se han utilizado para cabezas mayores que las indicadas en la figura ( $H > 50$  m) pero es necesario tener mucho cuidado en el diseño y la construcción. Varios tipos de disipadores de chorro necesitan una cabeza mínima ( $H > 10$  m) para trabajar de manera apropiada.



**Figura 5.9** Intervalo de uso preferido para los principales tipos de disipadores (Mason, 1982).

### 5.3.3 EROSIÓN AGUAS ABAJO DE LOS TANQUES DE AMORTIGUACIÓN

Se ha demostrado en la sección 5.3.1 que en el efluente del tanque se mantiene cierta proporción de energía que debe ser disipada. Debido a esto y a la distribución

no uniforme de velocidades, siempre ocurrirá alguna erosión local aguas abajo del tanque. Eliminar esta situación es casi imposible y, sobre todo, muy costoso. El principal propósito del tanque es reducir y localizar la socavación (en un sitio donde ésta pueda controlarse y no sea dañina para la presa), mas no eliminarla. El umbral de salida del tanque debe protegerse contra la erosión regresiva y/o diseñarse de forma que propicie la acumulación de sedimentos contra el umbral en lugar de la erosión (figura 5.4).

La extensión y profundidad de la socavación local depende de los parámetros hidráulicos, de la geología (índice de erodibilidad) (Annandale, 1994) y de la geometría del tanque. Varios métodos se utilizan para su cálculo, incluidos estudios sobre modelo, pero quizá lo más simple es estimar la profundidad de socavación como un porcentaje de la profundidad que ocurriría en el pie de una caída libre sin tanque, la cual, a su vez, puede calcularse a partir de varias ecuaciones (Schoklitsch, Veronese, Jaeger, etc.). Utilizando la forma de Jaeger, Novak (1955) expresa la profundidad de socavación (aguas abajo de tanques de resalto hidráulico determinada a partir de experimentos en modelos de estructuras de, relativamente, baja cabeza con arena gruesa y limitadas observaciones de campo) como:

$$y_s = 0.55 [6H_*^{0.25} q^{0.5} (y_0/d_{90})^{1/3} - y_0] \quad (5.15)$$

donde  $y_s$  es la profundidad de socavación debajo del lecho del río (m),  $H_*$  es la diferencia entre los niveles aguas arriba y aguas abajo (m),  $y_0$  es la profundidad en el cauce aguas abajo (m),  $q$  es el caudal específico ( $\text{m}^2 \text{s}^{-1}$ ) y  $d_{90}$  es el tamaño de 90% del grano del sedimento que conforma el lecho del río (mm). La ecuación (5.15) indica, entonces, que el tanque de amortiguación reduce la socavación potencial entre 45 y 50%.

#### 5.4 Pozos de caída libre

La disipación de energía tiene lugar aguas abajo de chorros de caída libre (chorros, vertederos con salto de esquí, cubetas o deflectores) en tanques de amortiguación, o con más frecuencia, en pozos de caída libre, en general excavados completa o parcialmente en el lecho de la corriente durante la construcción de la presa, pero en ocasiones socavados sólo por la acción del chorro mismo. La socavación y las obras de protección deben revisarse, por ejemplo, de acuerdo con Hartung y Häusler (1973) y con las ecuaciones de socavación máxima  $y'_s$  (m) de Locher y Hsu (1984) y de Breusers y Raudkivi (1991).

La expresión general de la socavación,  $y'_s$ , medida desde la superficie en el cauce aguas abajo ( $y'_s = y_s + y_0$ ) es:

$$y'_s = Cq^x H_*^y \beta^w / d^z \quad (5.16a)$$

donde  $C$  es un coeficiente,  $\beta$  es el ángulo del deflector con la horizontal,  $d$  es el tamaño de la partícula (mm) y  $q$  y  $H_*$  son los mismos de la ecuación (5.15); el rango del coeficiente  $C$  y de los exponentes  $x$ ,  $y$ ,  $z$ ,  $w$  es:

$$0.65 < C < 4.7, \quad 0.5 < x < 0.67, \quad 0.1 < y < 0.5,$$

$$0 < z < 0.3, \quad 0 < w < 0.1.$$

De esta manera, el rango de  $y'_s$  es grande, como era de esperarse debido a que la ecuación (5.16a) cubre un amplio espectro de estructuras con diferentes diseños, grados de entrada de aire y condiciones geológicas.

Aceptando la posibilidad de 'errores' del 100%, puede utilizarse una ecuación simplificada por Martins (1975) con  $x=0.6$ ,  $y=0.1$ ,  $w=z=0$  y  $C=1.5$ :

$$y'_s = 1.5q^{0.6}H_*^{0.1} * \quad (5.16b)$$

se confirma así la importancia del valor del caudal específico en el diseño de la presa (capítulo 4).

Para vertederos con deflectores, la ecuación propuesta por Tarajmovich (1978) proporciona también resultados razonables:

$$y_s = 6y_{cr} \tan \beta_1 \quad (5.17)$$

donde  $y_s = y'_s - y_0$  [como en la ecuación (5.15)],  $y_{cr}$  es la profundidad crítica y  $\beta_1$  es el ángulo aguas arriba del pozo de socavación, el cual es función del ángulo de salida del deflector  $\beta$ , pero no varía demasiado con respecto a éste ( $14^\circ < \beta_1 < 24^\circ$  para  $10^\circ < \beta < 40^\circ$ ).

Las fluctuaciones de presión en el piso de un pozo de caída libre, debajo de un chorro en plena caída, pueden ser bastante considerables y pueden alcanzar hasta 40% de la cabeza  $H_*$  (Ervine y Falvey, 1987).

Para análisis más profundos de la socavación en pozos de caída libre, consúltese también Mason y Arumugam (1985).

## 5.5 Disipación de energía en descargas de fondo

El flujo a través de desagües ocurre con mucha frecuencia como una corriente concentrada de alta velocidad. La descarga puede terminar encima o debajo del nivel del agua en la entrega, con o sin una válvula reguladora del caudal en su extremo (sección 4.8 y 6.3). Estas variaciones en el diseño también se reflejan en los métodos de disipación de energía.

Las dos principales tendencias de diseño están orientadas tanto a dispersar de forma artificial como a airear los chorros del efluente (efluente sobre el cauce aguas abajo con o sin compuerta de control a la salida) o a reducir el caudal específico a la entrada en el tanque de amortiguación. Este tanque debe ser el mismo del vertedero —que es la mejor solución cuando es factible (figura 5.2)— o uno separado. La reduc-

\* *N. de R.T.:* Según el propio Novak, en la ecuación 5.16b  $H_*$  es la diferencia de altura desde el nivel del agua en el embalse y la punta del labio de la cubeta.

ción del caudal específico en una corriente de alta velocidad puede llevarse a cabo deprimiendo el fondo de la salida de modo simultáneo con su ensanchamiento, o utilizando bloques y umbrales o paredes de guía inmediatamente aguas abajo de la descarga y antes de la entrada en el tanque de amortiguación, o en el tanque mismo, o mediante la combinación de varios métodos. El primer método tiene la ventaja de evitar la cavitación y/o la abrasión y es en particular efectivo cuando se usa en combinación con el tanque de amortiguación del vertedero, porque la corriente de la descarga puede dirigirse dentro del tanque de forma apropiada (figura 4.22).

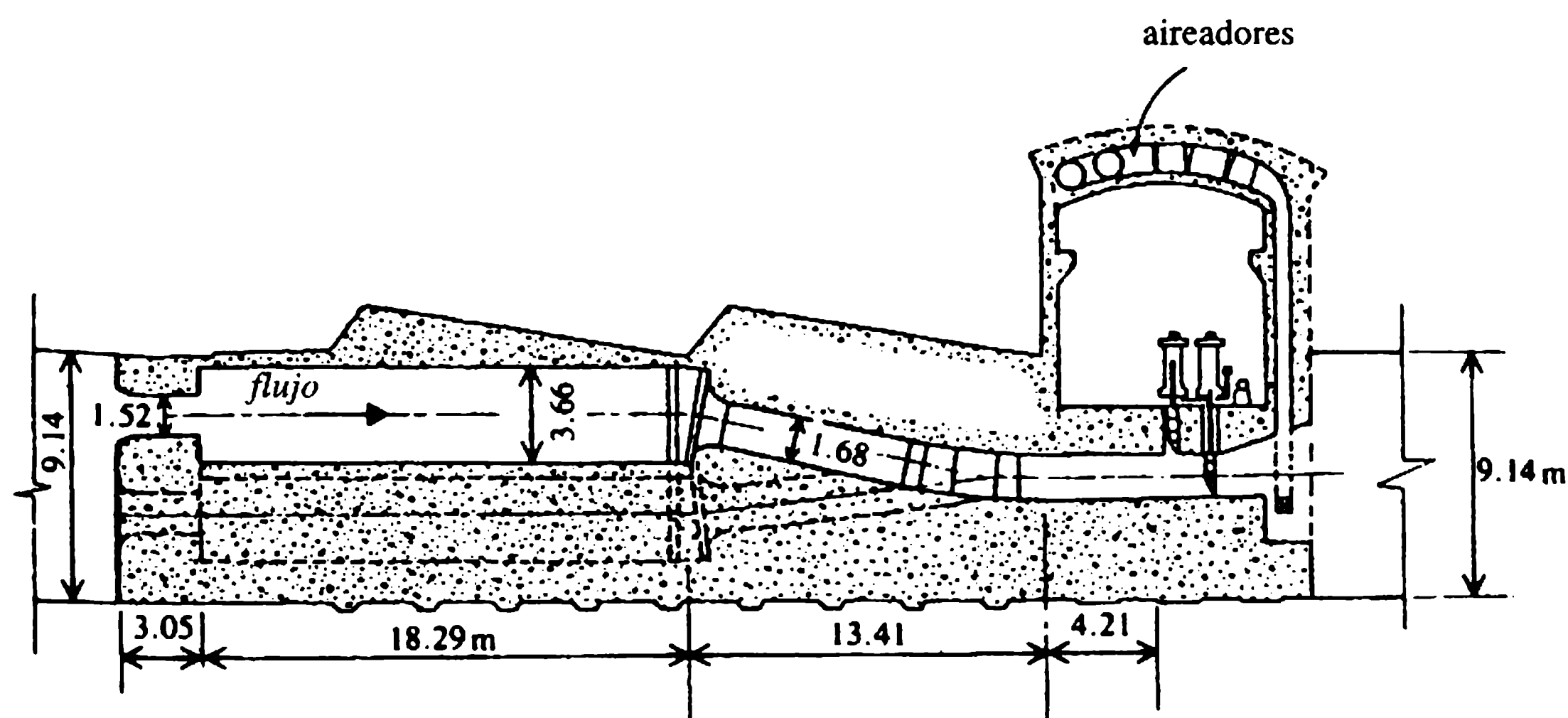
Cuando se utilizan **deflectores sumergidos** como, por ejemplo, en efluentes de túneles, debe tenerse cuidado de suavizar el final del deflector para evitar la cavitación. Para detalles adicionales de diseño, consúltese US Bureau of Reclamation (1987) además de Novak y Čábelka (1981).

Para el diseño de una **transición de ensanchamiento gradual** para la salida libre supercrítica de un desagüe que termina en un tanque de amortiguación separado, Smith (1978), basado en el trabajo de Rouse (1961), recomienda para un ancho inicial  $B_0$  (en la descarga), un ancho final  $B_1$  (a la entrada del tanque de resalto hidráulico) y paredes rectas divergiendo a un ángulo  $\theta$  del eje del efluente, las ecuaciones:

$$B_1 = 1.1 Q^{1/2}, \quad (5.18)$$

$$\tan \theta = \left( \frac{B_1}{B_0} - 1 \right)^{1/3} / (4.5 + 2Fr_0) \quad (5.19)$$

donde  $Fr_0 = V_0 / (gB_0)^{1/2}$  para un conducto cuadrado o  $Fr_0 = V_0 / (gD)^{1/2}$  para un conducto de sección circular. Esta tasa de embocinamiento produce una distribución del flujo, razonablemente uniforme y estable, al comienzo del resalto y también permite una continua expansión del flujo, a la misma tasa, a través del tanque de



**Figura 5.10** Disipadores de expansión brusca, Presa de New Don Pedro; dimensiones en metros (Locher y Hsu, 1984).



amortiguación; para detalles adicionales sobre el cálculo del resalto y el diseño del tanque, consúltese Smith (1978).

Para desagües de menor capacidad ( $5\text{--}10\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$ ) con cabezas altas, **los pozos de amortiguación verticales** proporcionan un medio de disipación de energía compacto.

Recientemente se han desarrollado **disipadores de energía de expansión brusca**, (Locher y Hsu, 1984) que utilizan el principio de pérdida de energía en ensanchamientos bruscos. Aunque casi de manera inevitable están asociados con la cavitación, ésta ocurre lejos de las fronteras sin ocasionar peligro a la estructura. Como un ejemplo de este tipo de estructura, en la figura 5.10 se muestra la sección de una de las tres cámaras de expansión de sección transversal circular, de la presa New Don Pedro, diseñada para transportar un total de  $200\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$  con una cabeza total de 170 m. Las cámaras disipan alrededor de 45 m de cabeza y la restante se disipa por la fricción en la tubería y en el túnel de 9.14 m de diámetro aguas abajo de las compuertas.

### Ejemplo 5.1

Diseñar un tanque de amortiguación de resalto hidráulico para un caudal máximo de  $25\text{ m}^3\text{ s}^{-1}\text{ m}^{-1}$  que fluye desde un vertedero libre con su cresta 50 m sobre el lecho del río aguas abajo que es de grava y tiene pendiente  $S_0 = 0.001$  y  $n = 0.028$ . Verificar la posibilidad de cavitación en el fondo del tanque y estimar la socavación aguas abajo del tanque; comparar ésta con la profundidad de un pozo de caída libre aguas abajo de un deflector.

### Solución

Para la cabeza de diseño  $C_d \approx 0.75$  (sección 4.7.1).

$$\text{De } q = \frac{2}{3}C_d \sqrt{2g} H^{3/2},$$

$$H = \left( \frac{25 \times 3}{2 \times 0.75 (19.62)^{1/2}} \right)^{2/3} = 5.032\text{ m.}$$

De la ecuación (5.4), para  $S = 50\text{ m}$ ,

$$\phi = 1 - 0.0155 \frac{S}{H} = 1 - 0.0155 \frac{50}{5.032} = 0.846.$$

Para  $n = 0.028$ ,  $d^{1/6} = 0.028/0.04$ ; entonces  $d = 0.118\text{ m}$  (sección 8.2).

Para el caudal de diseño, la profundidad en flujo uniforme  $y_0$  de  $q = y_0^{5/3} S_0^{1/2}/n$ ,

$$y_0 = \left( \frac{0.028 \times 25}{(0.001)^{1/2}} \right)^{3/5} = 6.416\text{ m,}$$

$$\frac{RS}{d(2.56 - 1)} = \frac{6.416 \times 0.001}{0.118 \times 1.56} = 0.035 < 0.05 \text{ (Shields)}$$

(sección 8.2); el lecho del río es entonces estable.

De acuerdo con la ecuación (5.7), con el nivel de referencia en el fondo del río,

$$50 + 5.032 = y_1 + \frac{25^2}{19.6 \times 0.846^2 y_1^2};$$

por ensayo y error  $y_1 = 0.907$  m.

De acuerdo con la ecuación (5.8), para  $Fr_1^2 = q^2 / g y_1^3 = 25^2 / (9.81 \times 0.907^3) = 85.38$ ,

$$y_2 = \frac{0.907}{2} [-1 + (1 + 8 \times 85.38)^{1/2}] = 11.40 \text{ m.}$$

Como en  $y_2 \gg y_0$  se requiere un tanque de amortiguación.

Para  $\sigma = 1.2$ , a partir de la ecuación (5.9),

$$y' = 1.2 \times 11.40 - 6.416 = 7.264 \text{ m.}$$

Se supone  $y' = 7.50$  m (  $\sigma'$  será reducido bajando el nivel de referencia), repitiéndose el cálculo:

$$E = 50 + 5.032 + 7.50 = 62.532, \quad \varphi = 1 - (0.0155 \times 57.5) / 5.032 = 0.823.$$

De  $62.532 = y_1 + 25^2 / (19.62 \times 0.823^2 y_1^2)$ ,  $y_1 = 0.873$  m,  $Fr_1^2 = 95.75$ , y  $y_2 = 11.65$  m  $\sigma' = 1.19$  (satisfactorio).

Se revisa el diseño para una descarga menor, como  $10 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ :

$$y_0 = \left( \frac{0.028 \times 10}{(0.001)^{1/2}} \right)^{3/5} = 3.7 \text{ m.}$$

Si se supone que  $C_d \approx 0.65$ ; entonces  $H = 10 \times 3 / (2 \times 0.65 \sqrt{19.62}) = 2.69$  m, y  $\varphi = 1 - (0.0155 \times 57.5) / 2.69 = 0.67$ .  $57.5 + 2.69 = 60.19 = y_1 + 10^2 / (19.6 \times 0.67^2 y_1^2)$ ;  $y_1 = 0.436$  m.  $Fr_1^2 = 123$ ;  $y_2 = 6.62$  m;  $\sigma' = (7.5 + 3.7) / 6.62 = 1.69 \gg 1.19$  El tanque diseñado para el caudal máximo es más que adecuado para caudales menores.

Según la ecuación (5.10) la longitud del tanque de amortiguación  $L = K (11.65 - 0.873)$ ; para  $Fr_1 = \sqrt{95.75} = 9.78$  y  $K \approx 4.5$ ;  $L = 4.5 \times 10.777 = 48.49 \text{ m} \approx 50 \text{ m}$ .

De acuerdo con la ecuación (5.14) para  $V_1 = 25 / 0.873 = 28.63 \text{ m s}^{-1}$  y  $y_1 = 0.873$  m,

$$k = \left( \frac{p_0}{\rho g} + \bar{y} \right) / \left( 0.05 \frac{V_1^2}{2g} \right) = \frac{(10 + 3y_1) 19.62}{0.05 \times 28.63^2} = 6.04 > 5.$$

Entonces, teóricamente, no hay peligro de cavitación, aun para el caudal máximo.

De la ecuación (5.15) para  $d_{90} = 118$  mm,  $y_0 = 6.416$  m, y  $H_* = 55.032 - 6.416 = 48.616$  m,  $y_s = 0.55 [6 \times 48.616^{0.25} \times 25^{0.5} (6.416 / 118)^{1/3} - 6.416] \approx 13$  m. Como  $S = 50 \gg 10$  m, esta ecuación no es en realidad aplicable y la socavación calculada es demasiado alta. Un resultado mucho más realista es alrededor de 50% de este valor, es decir, alrededor de 6.5 m. Esta socavación máxima es probable que ocurra a una distancia  $L + 6 \times 6.5 \approx 90$  m, desde el pie de la presa, no presentándose así daños para la presa, aunque se requiere una adecuada protección de la orilla.

Si se utilizara un deflector, la profundidad probable requerida en el pozo de caída libre sería, de acuerdo con la ecuación (5.16b),

$$y'_s \approx 1.5 \times 25^{0.6} \times 48.616^{0.1} = 15.25 \text{ m.}$$

Entonces,  $y_s = 15.25 - 6.416 \approx 9$  m debajo del nivel del lecho del río. (Esta erosión, sin embargo, ocurriría muy cerca del pie de la presa, a menos que se utilice una rápida para desviar el flujo de la presa).

De la ecuación (5.17) para  $14^\circ < \beta_1 < 24^\circ$ ,  $y_s = 6(25^2/9.8)^{1/3} \tan \beta_1$ , es decir  $6.0 < y_s < 10.6$  m; lo cual coincide razonablemente bien con el resultado anterior de  $y_s \approx 9$  m.

## Referencias

- 
- Annandale, G.W. (1994) Taking the scour out of water power. *International Water Power & Dam Construction*, **46** (November), 46-9.
- Avery, S. and Novak, P. (1978) Oxygen transfer at hydraulic structures. *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers*, **104** (Hy 11), 1521-40.
- Basco, D.R. (1969) *Trends in Baffled Hydraulic Jump Stilling Basin Design of the Corps of Engineers since 1947*, Miscellaneous Paper H-69-1, US Army Engineers Waterways Experimental Station, Vicksburg.
- Bradley, J. and Peterka, A.J. (1957) The hydraulic design of stilling basins. *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers*, **83** (Hy 5), Papers 1401-1406, 130 pp.
- Bremen, R. and Hager, W.H. (1993) T-jump in abruptly expanding channel. *Journal of Hydraulic Research*, **31** (1), 61-78.
- Breusers, H.N.C. and Raudkivi, A.J. (1991) *Scouring*, IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Vol. 2, Balkema, Rotterdam.
- Coyne, A. (1951) Observation sur les déversoirs en saut de ski, in *Transactions of the 4th Congress of ICOLD*, New Delhi, Vol. 2, Report 89, pp. 737-56.
- Ervine, D.A. and Falvey, H.T. (1987) Behaviour of turbulent water jets in the atmosphere and in plunge pools. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2*, **83**, 295-314.
- Farhodi, J. and Narayanan, R. (1991) Force on slab beneath hydraulic jump. *Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers*, **117** (1), 64-82.
- Hager, W.H. (1990) Energie-Dissipation an Auslassbauwerken. *Gas, Wasser, Abwasser (Zürich)*, **70** (2), 124-30.
- Hager, W.H. and Li, D. (1992) Sill-controlled energy dissipator. *Journal of Hydraulic Research*, **30** (2), 165-81.
- Hager, W.H., Bremen, R. and Kawagoshi, N. (1990) Classical hydraulic jump: length of roller. *Journal of Hydraulic Research*, **28** (5), 592-608.
- Hartung, F. and Häusler, E. (1973) Scour, stilling basins and downstream protection under free overfall jets at dams, in *Proceedings of the 11th Congress on Large Dams*, Madrid, pp. 39-56.
- Hoření, P. (1956) Desintegration of a free jet in air, in *Práce a Studie*, No. 93, VUV, Prague (in Czech).
- ICOLD (1986) *Spillways for Dams*, Bulletin 58, International Commission on Large Dams, Paris.

- Locher, F. and Hsu, S.T. (1984) Energy dissipation at high dams, in *Developments in Hydraulic Engineering*, Vol. 2 (ed. P. Novak), Elsevier Applied Science, London.
- Lopardo, R. (1988) Stilling basin pressure fluctuations (invited lecture), in *Proceedings of the International Symposium on Model-Prototype Correlation of Hydraulic Structures* (ed. H. Burgi), American Society of Civil Engineers, New York, pp. 56-73.
- Martins, R.B.F. (1975) Scouring of rocky river beds by free jet spillways. *Water Power & Dam Construction*, **27** (4), 152-3.
- Mason, P.J. (1982) The choice of hydraulic energy dissipators for dam outlet works based on a survey of prototype usage. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1*, **72**, 209-19.
- Mason, P.J. and Arumugam, K. (1985) Free jet scours below dams and flip buckets. *Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers*, **111** (February), 220-35.
- Narayanan, R. (1980) Cavitation induced by turbulence in stilling basins, *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers*, **106** (Hy 4), 616-19.
- Naudascher, E. (1987) *Hydraulick der Gerinne und Gerinnebauwerke*, Springer, Vienna.
- Novak, P. (1955) Study of stilling basins with special regard to their ends sills, in *Proceedings of the 6th Congress of the International Association of Hydraulics Research*, The Hague, Paper C15.
- Novak, P. and Čábelka, J. (1981) *Models in Hydraulic Engineering—Physical Principles and Design Applications*, Pitman, London.
- Peterka, A.J. (1963) *Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators*, Engineering Monograph 25, US Bureau of Reclamation, CO.
- Pinheiro, A.N., Quintela, A.C. and Ramos, C.M. (1994) Hydrodynamic forces in hydraulic jump stilling basins, in *Proceedings of the Symposium on Fundamentals and Advancements in Hydraulic Measurements and Experimentation* Buffalo, NY, August (ed. C.A. Pugh), American Society of Civil Engineers, New York, pp. 321-30.
- Rajaratnam, N. (1967) Hydraulic jumps, in *Advances in Hydrosience*, Vol. 4 (ed. V.T. Chow), Academic Press, New York.
- Rouse, H. (1961) *Fluid Mechanics for Hydraulic Engineers*, Dover Publications, New York.
- Skladnev, M.F. (1956) Limits of bottom and surface hydraulic jumps, *Izvestiya Vsesoyuznogo Nauchno-Issledovatel'skogo Instituta Gidrotekhniki*, **53** (in Russian).
- Smith, C.D. (1978) *Hydraulic Structures*, University of Saskatchewan.
- Tarajmovich, I.I. (1978) Deformations of channels below high-heads spillways on rock foundations. *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, (9), 38-42 (in Russian).
- US Bureau of Reclamation (1987) *Design of Small Dams*, 3rd edn, US Department of the Interior, Washington, DC.

# 6 Puertas y válvulas

## 6.1 Clasificación de puertas

Las puertas pueden clasificarse de acuerdo con:

1. posición en la presa: puertas de cresta y puertas y válvulas de cabeza alta (sumergida);
2. función: puertas de servicio, mantenimiento y emergencia;
3. material: puertas de acero, aleaciones de aluminio, concreto reforzado, madera, caucho, nailon y otros materiales sintéticos;
4. transmisión de presión: a las pilas o estribos, al umbral de la puerta, al umbral y a las pilas y a toda la estructura;
5. modo de operación: puertas y válvulas reguladoras y no reguladoras;
6. tipo de movimiento: puertas de traslación, rotatorias, rodantes, flotantes, puertas que se mueven a lo largo o a través del flujo;
7. mecanismos de movimiento: puertas accionadas por electricidad, por acción mecánica, hidráulica, automática por la presión del agua o manualmente.

Los principales requerimientos de operación para las puertas son el desempeño libre de fallas, el hermetismo, la rapidez de operación, el mecanismo de elevación de capacidad mínima y la conveniencia en la instalación y el mantenimiento.

Debido a la variedad de criterios se utilizan muchos diseños de puertas y válvulas; sólo los aspectos sobresalientes de los tipos más importantes se pueden tratar aquí. Para detalles de diseño y construcción adicionales de estos y otros tipos de puertas y válvulas consúltese, por ejemplo, Davis y Sorensen (1969), Leliavsky (1981) y Erbiste (1994).

## 6.2 Puertas de cresta

### 6.2.1 GENERALIDADES

La característica básica del diseño estructural de las puertas de cresta es el método utilizado para la transferencia de la presión que actúa sobre ellas.

1. La transmisión de la presión a las pilas y estribos es utilizada por puertas planas de elevación vertical y tableros de cierre, puertas radiales y com-

puertas de rodillo; las compuertas pueden diseñarse para que el flujo pase por encima o debajo de ellas o para una condición de flujo combinado.

2. Se emplea la transmisión de presión al umbral de la compuerta, por ejemplo, por compuertas de sector (tambor) (con una bisagra aguas arriba o aguas abajo), compuertas de techo (trampa de oso), compuertas pivotantes (tablero abatible), compuertas giratorias y compuertas inflables.
3. Se transmite la presión tanto a las pilas como al umbral, por ejemplo en algunos tipos de compuertas abatibles y compuertas flotantes (pontón).

### 6.2.2 COMPUERTAS PLANAS

Las compuertas planas (elevación vertical), diseñadas como una celosía, viga cajón, una rejilla de vigas y rigidizadores horizontales y verticales, o una placa de acero de plancha única, pueden constar de una sección simple o doble (o incluso más partes pueden estar involucradas en el cierre de aberturas muy altas); en caso de flujo por encima de la compuerta, ésta puede tener una compuerta abatible adicional. Las compuertas pueden tener soportes deslizantes o con ruedas (figura 4.20). En el último caso pueden emplearse ruedas fijas (el tipo más frecuente), orugas o un tren de rodillos (compuerta Stoney); para ruedas fijas su espaciamiento se reduce cerca del fondo. Los sellos de las compuertas son de madera, platina de acero o un caucho de forma especial (figura 6.1).

El peso de la compuerta,  $G$ , está relacionado con su luz,  $B$  (m), y la carga  $P$  (kN), por:

$$G = k(PB)^n. \quad (6.1)$$

Para compuertas deslizantes con  $PB > 200$  kN m,  $k = 0.12$  y  $n = 0.71$ ; para compuertas con ruedas y  $PB > 270$  kN m,  $k = 0.09$  y  $n = 0.73$ . El intervalo usual de las cabezas para compuertas planas simples es  $1 < H$  (m)  $< 15$ , y de luces  $4 < B$  (m)  $< 45$ .

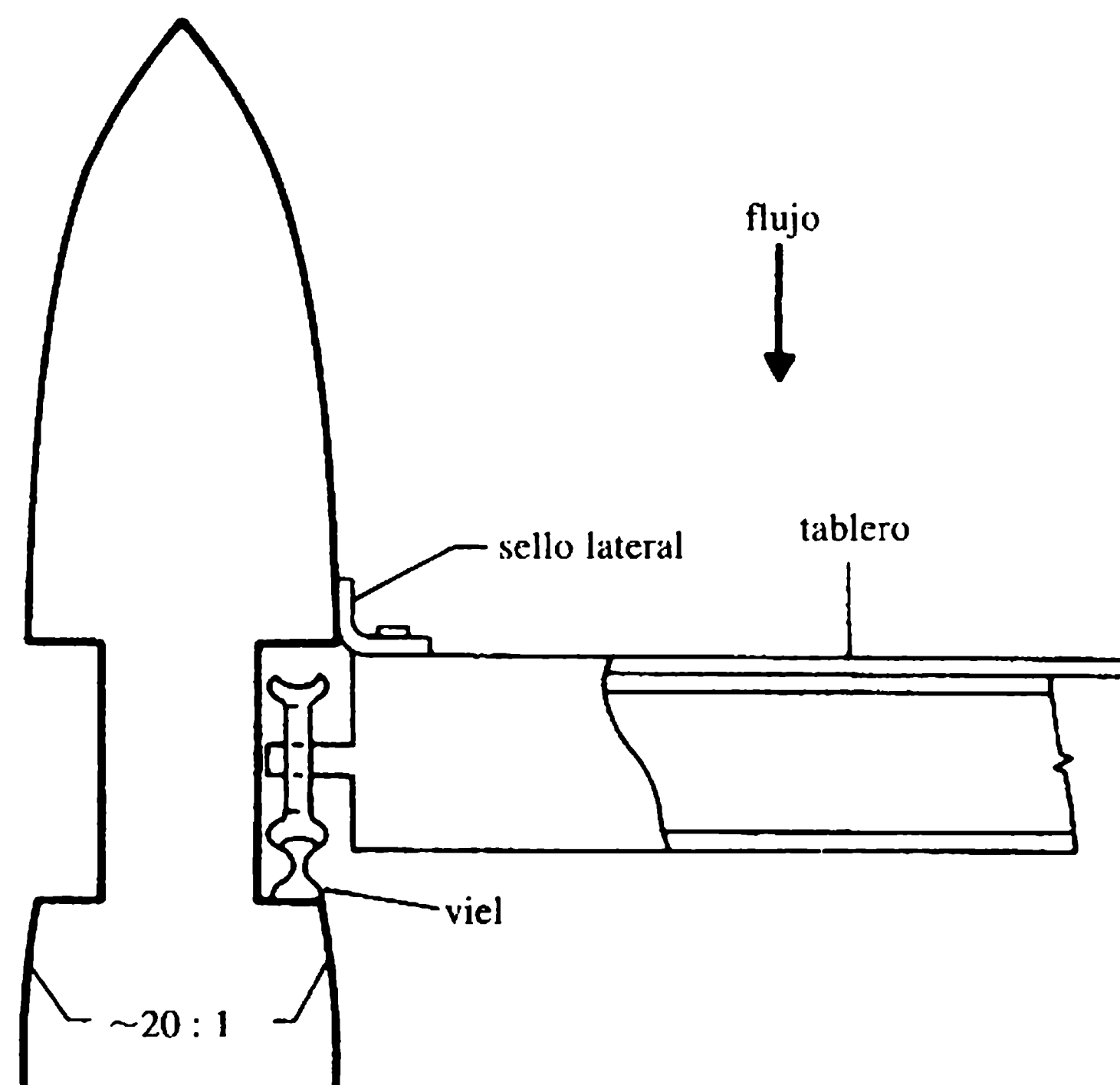
El producto de la luz  $B$  y la cabeza en el fondo de la compuerta  $H$  se mantiene en general por debajo de  $200 \text{ m}^2$  (Smith, 1978); en casos especiales se han utilizado compuertas deslizantes con valores más grandes (Scheldt, Holanda,  $250 \text{ m}^2$ ).

La cara de la pila aguas abajo de las ranuras de la compuerta puede protegerse contra el efecto de separación del flujo y la posible cavitación ya sea acercándola hacia la cara de la pila aguas arriba o con un bisel de pendiente hasta de 20:1 (figura 6.1); para detalles adicionales consúltese Ball (1959).

### 6.2.3 COMPUERTAS RADIALES

En general, las compuertas radiales (Tainter) se construyen como portales con barras transversales y brazos (rectos, radiales o inclinados), pero también pueden ser en voladizo sobre los brazos. Sus bisagras de soporte están de ordinario aguas abajo





**Figura 6.1** Compuerta de elevación vertical: riel de la compuerta.

pero (para cabezas bajas) también pueden estar aguas arriba, lo que da como resultado pilas más cortas.

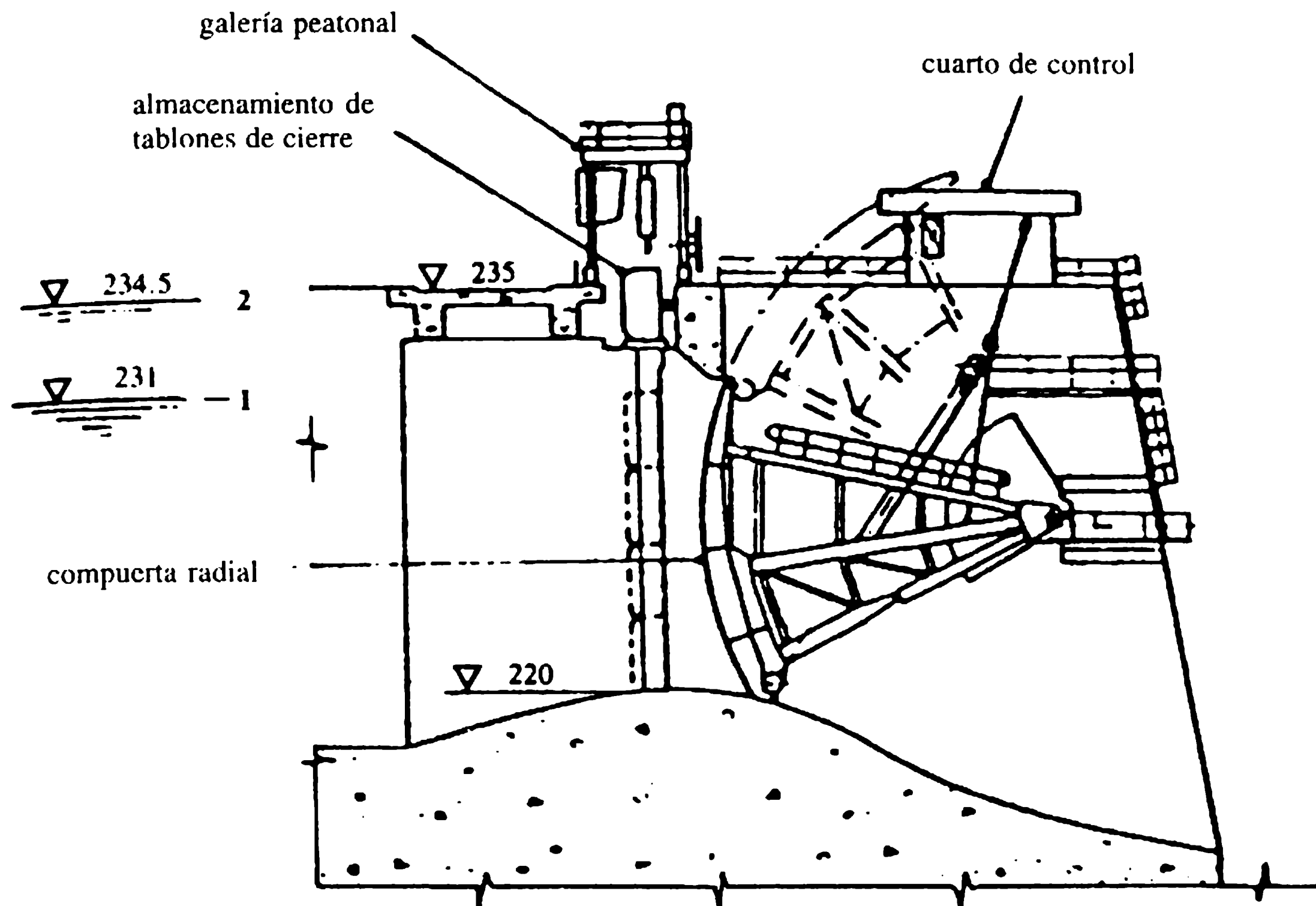
En la ecuación (6.1),  $0.11 < k < 0.15$  y  $n \approx 0.07$  para  $PB > 150$  kN m. El intervalo usual de cabezas y luces para compuertas radiales es  $2 < H(\text{m}) < 14$  y  $3 < B(\text{m}) < 55$ , con  $(BH)_{\text{máx}} \approx 550 \text{ m}^2$ . Las compuertas radiales pueden diseñarse para más de 20 MN por apoyo.

Las ventajas de las compuertas radiales sobre las planas radican en que son sistemas de izamiento más pequeños, mayores velocidades de subida, rigideces más altas, pilas más bajas, ausencia de ranuras en la compuerta, automatización más fácil y mejor desempeño en el invierno\*; por otra parte, las compuertas radiales requieren pilas más largas y gruesas, y puede haber dificultades con la instalación de los tablones para mantenimiento de la compuerta.

La compuerta por lo general se eleva mediante cables fijos en cada extremo para prevenirla de torcimiento y atascamiento. Puesto que los cables se conectan en la parte interior de la compuerta su parte superior puede elevarse aún por encima del nivel del sistema de izamiento (figura 6.2).

Compuertas radiales de grandes luces que requieren sincronización entre los mecanismos de elevación para protección contra mareas se han desarrollado en Alemania, Holanda (Haringvliet, de luz 56.5 m) y el Reino Unido (Thames Barrier con compuertas 'elevadas', luz 61.0 m).

\* *N. de R.T.*: En países con estaciones.



#### Convenciones

1 Nivel de suministro completo    2 nivel de creciente extrema

**Figura 6.2** Compuerta radial (Self y Steele, 1987).

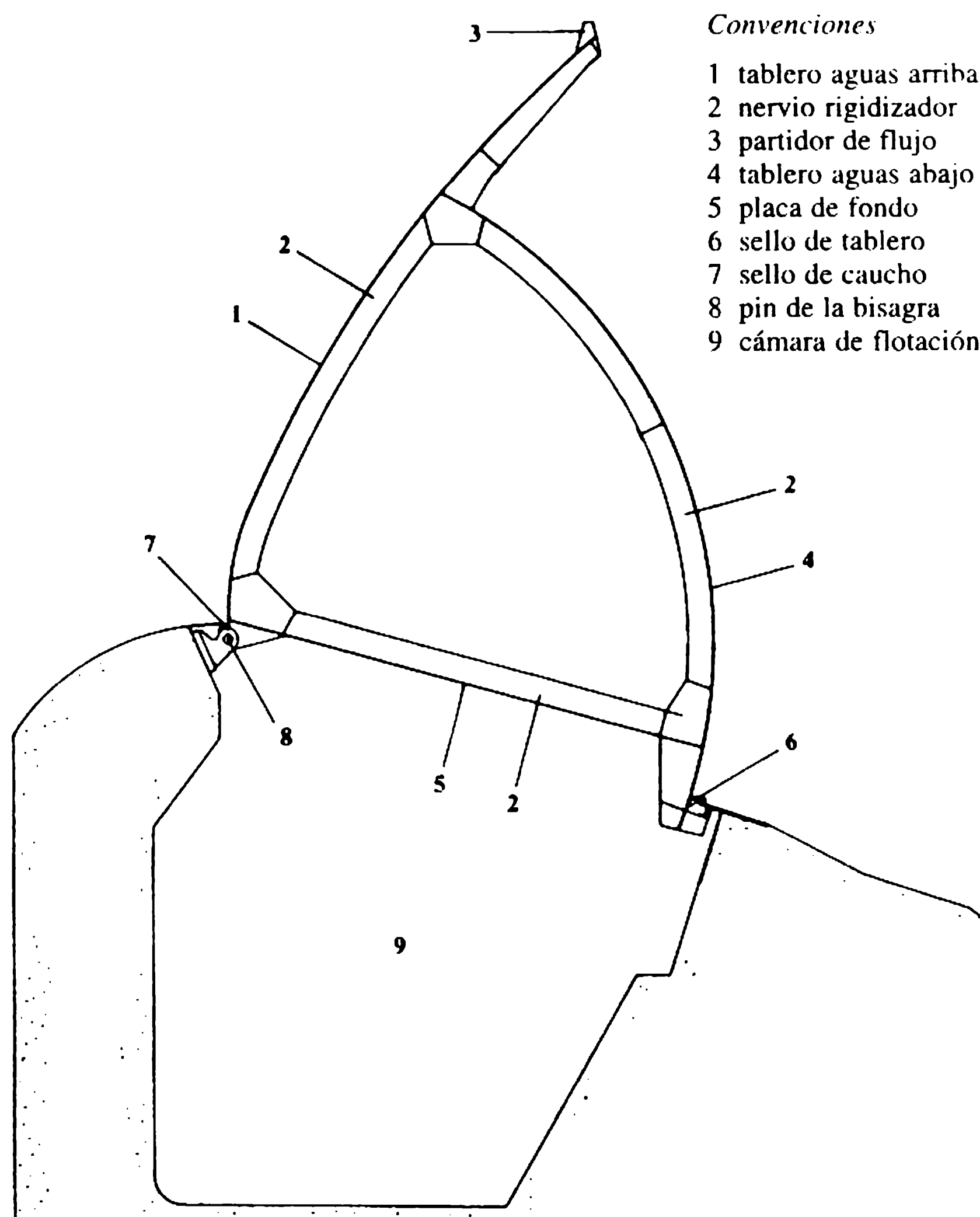
### 6.2.4 COMPUERTAS DE SECTOR

Las compuertas de sector (tambor) pueden estar articuladas aguas arriba (figura 6.3) o aguas abajo; en el último caso, la bisagra se encuentra en general por debajo de la cresta del vertedero cerca de  $0.1H$  a  $0.2H$ . Las compuertas de sector sobre crestas de presas son del tipo de bisagra aguas arriba, con una bisagra aproximada a  $0.25H$  por encima del umbral aguas abajo de la compuerta y un radio de curvatura de  $r \approx H$ . Las cabezas pueden tener una altura de 10 m y las luces de 65 m.

Las compuertas de sector son difíciles de instalar, requieren mantenimiento cuidadoso y calefacción en invierno; sus principales ventajas son la facilidad de automatización y la ausencia de un mecanismo de elevación de piñones, los movimientos rápidos, la precisión de regulación, la facilidad de paso de hielo y desechos, y las pilas bajas.

### 6.2.5 COMPUERTAS ABATIBLES

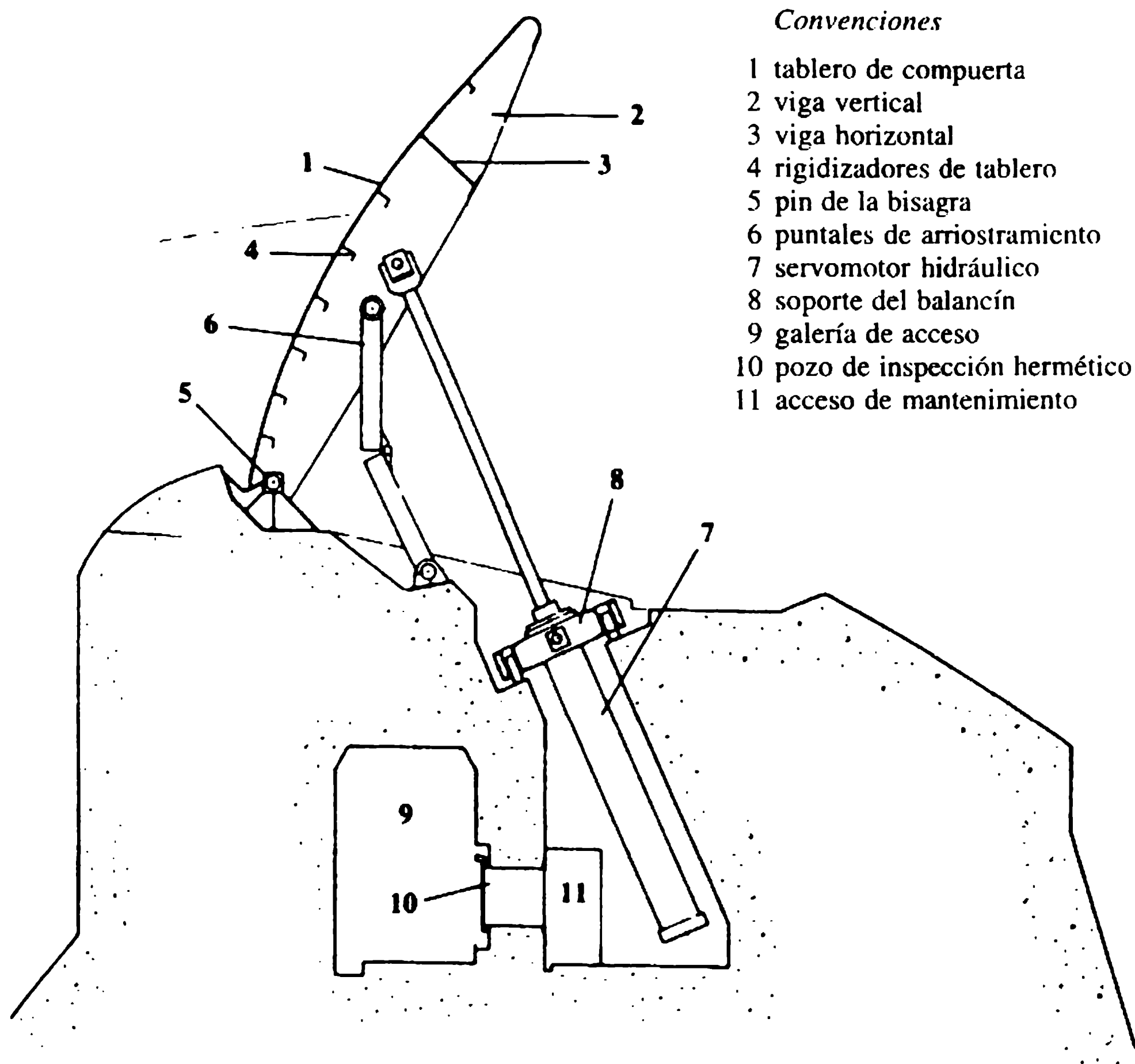
Las compuertas abatibles (compuertas de bisagra en el fondo) (figura 6.4) son uno de los tipos más sencillos y más frecuentes de compuertas reguladoras empleadas



**Figura 6.3** Compuerta de tambor (Thomas, 1976).

en las crestas de las presas y vertederos, ya sean solas o junto con compuertas planas de elevación vertical. Fueron desarrolladas como un remplazo de las alzas removibles de madera; en principio eran una viga giratoria con bordes de acero, que más tarde se remplazó por una tubería rígida a la torsión; se lograron avances posteriores colocando la tubería a lo largo del eje del apoyo abatible, con un tablero transmitiendo la presión del agua a los nervios en voladizo fijos a la tubería. Después aparecieron los cuerpos de compuerta rígidos a la torsión con lados curvos aguas abajo (compuertas en forma de panza de pescado); los desarrollos más recientes de compuertas abatibles son estructuras rígidas a la torsión que utilizan secciones prismáticas.

Se han utilizado compuertas abatibles (solas) con cabezas de una altura hasta de 6 m y luces hasta de 30 m; para luces más altas dichas compuertas pueden estar conectadas entre sí, pero cada una actuando con su propio servomotor hidráulico.

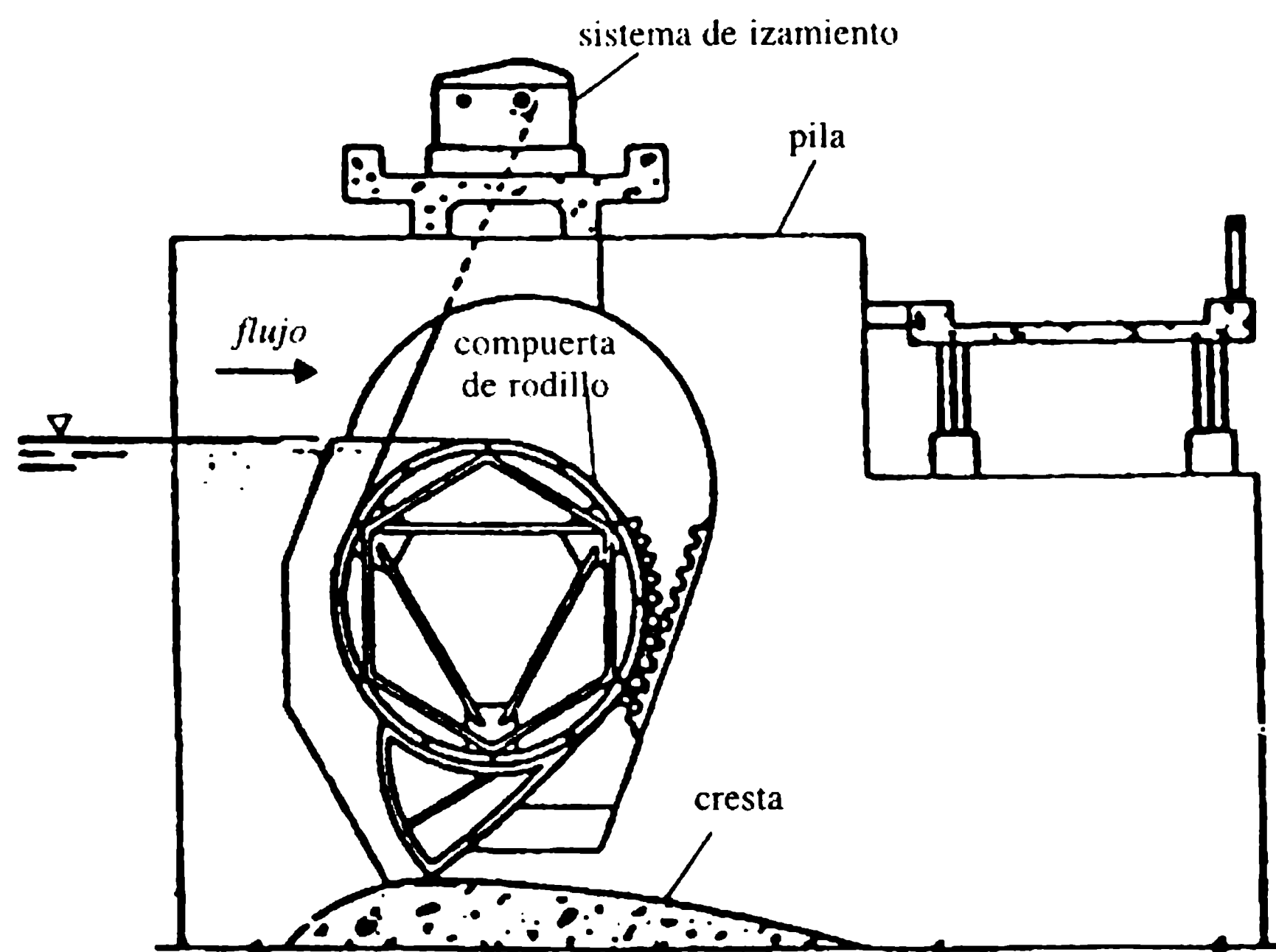


**Figura 6.4** Compuerta abatible (Thomas, 1976).

Las compuertas abatibles proporcionan una regulación del nivel muy fina, facilitan el lavado de desechos y hielo; en comparación con otros tipos de compuertas son más efectivas en su costo-beneficio y a menudo son más aceptables desde el punto de vista ambiental; requieren protección contra el congelamiento y son particularmente sensibles a las demandas de aireación y vibración, que pueden prevenirse, sin embargo, utilizando partidores de flujo en el borde de la compuerta (figura 6.3).

#### 6.2.6 COMPUERTAS DE RODILLO

Una compuerta de rodillo consta de un cilindro de acero hueco, por lo general de un diámetro un poco menor que la altura del represamiento; la diferencia se cubre con un accesorio de acero, localizado con mayor frecuencia en el fondo del cilindro (en la posición de cierre). La compuerta se opera rodándola en un riel inclinado (figura 6.5). A causa de la gran rigidez de la compuerta pueden utilizarse luces



**Figura 6.5** Compuerta de rodillo (Estación Experimental de Vías Fluviales de la Armada de Estados Unidos, 1959).

grandes (hasta de 50 m), pero las compuertas de rodillo requieren pilas voluminosas con grandes empotramientos.

#### 6.2.7 COMPUERTAS DE TEJIDO

Compuertas de caucho inflable o de tejido pueden presurizarse con aire, agua o ambos. Por lo general tienen un recipiente interior y una envoltura exterior, y pueden utilizarse para cubrir grandes luces (de más de 100 m) con cabezas hasta de 6 m. La resistencia del tejido utilizado excede los  $100 \text{ kN m}^{-1}$ .

Las principales ventajas de las compuertas de tejido son su costo bajo, poco peso y facilidad de instalación; las desventajas estriban en que pueden dañarse con facilidad y tener una vida útil limitada.

#### 6.2.8 COMPUERTAS FUSIBLES PARA REBOSAMIENTOS

Las compuertas fusibles que se instalan en vertederos originalmente sin compuertas utilizan el principio de los tapones fusibles (sección 4.7.7), sin las desventajas particulares del incremento repentino en la descarga y la pérdida del tapón fusible.

Diseñadas y utilizadas por primera vez en Francia con el nombre de compuerta fusible Hydroplus (en 1991 la presa de irrigación de Lussas con 10 compuertas de

2.15 m de altura y 3.5 m de ancho) (Lemperière, 1992) su altura puede ser hasta 75% de la cabeza libre del vertedero (con ahorro en el almacenamiento) y pueden dejar pasar inundaciones moderadas como rebosamiento por encima de sus bordes superiores en forma de laberinto. Para inundaciones más grandes, las unidades independientes erguidas libremente se voltean alrededor de un umbral aguas abajo, si una cámara de fondo llena mediante una toma de pozo genera un empuje por debajo de la unidad. Después de que la creciente pasa, las unidades volcadas pueden reinstalarse sobre la cresta o, si están dañadas, remplazarse por unas nuevas. Se mantienen sobre la rápida del vertedero por debajo de la cresta sólo para velocidades menores a  $3 \text{ m s}^{-1}$ , de otra manera son lavadas.

### 6.3 Compuertas y válvulas de cabezas altas

#### 6.3.1 GENERALIDADES

Las compuertas y válvulas de cabezas altas (sumergidas) transmiten la carga a la estructura que las rodea ya sea directamente a través de su soporte, por ejemplo, compuertas comunes (elevación vertical), radiales o de anillo, o a través del cuerpo de la válvula. Las válvulas más comunes de este último tipo son las válvulas de disco no reguladoras (que giran alrededor de un eje horizontal o vertical), las válvulas cilíndricas o de bola y aguja reguladora, las de tubo, de chorro hueco y Howell-Bunger (cono de dispersión fijo).

#### 6.3.2 COMPUERTAS PARA PRESIONES ALTAS

Las compuertas **planas (elevación vertical)** (figura 4.19) son deslizantes, tienen ruedas o se mueven sobre cilindros u orugas. La carga sobre ellas puede ser de  $3000\text{-}4000 \text{ kN m}^{-1}$  con cabezas hasta de 200 m y áreas de compuerta hasta de  $100 \text{ m}^2$ . Para las condiciones óptimas, es mejor contraer el conducto de presión aguas arriba de la compuerta y suministrar deflectores aguas abajo para ayudar a la aireación y como medida anti-cavitación. La cara del conducto aguas abajo de las ranuras de la compuerta debe protegerse contra la cavitación de la misma manera como en las compuertas de cresta. Para compuertas de elevación no reguladoras, una mejor protección se suministra mediante anillos que cierran las ranuras de la compuerta y aseguran un paso suave del flujo a través de la compuerta abierta en su totalidad. Otros desarrollos de este tipo de compuerta de anillo son las compuertas paradoja y de sello de anillo (Davis y Sorensen, 1969).

En general, las compuertas **radiales** se articulan aguas abajo (figura 4.21), pero algunas veces se utilizan en posición invertida con los brazos adentro o, más a menudo, por fuera del conducto en el extremo del cual se instala la compuerta reguladora.

Un aspecto especial de algunas compuertas radiales para cabezas altas es el uso de muñones excéntricos (Buzzel, 1957) que permiten la formación de una luz entre



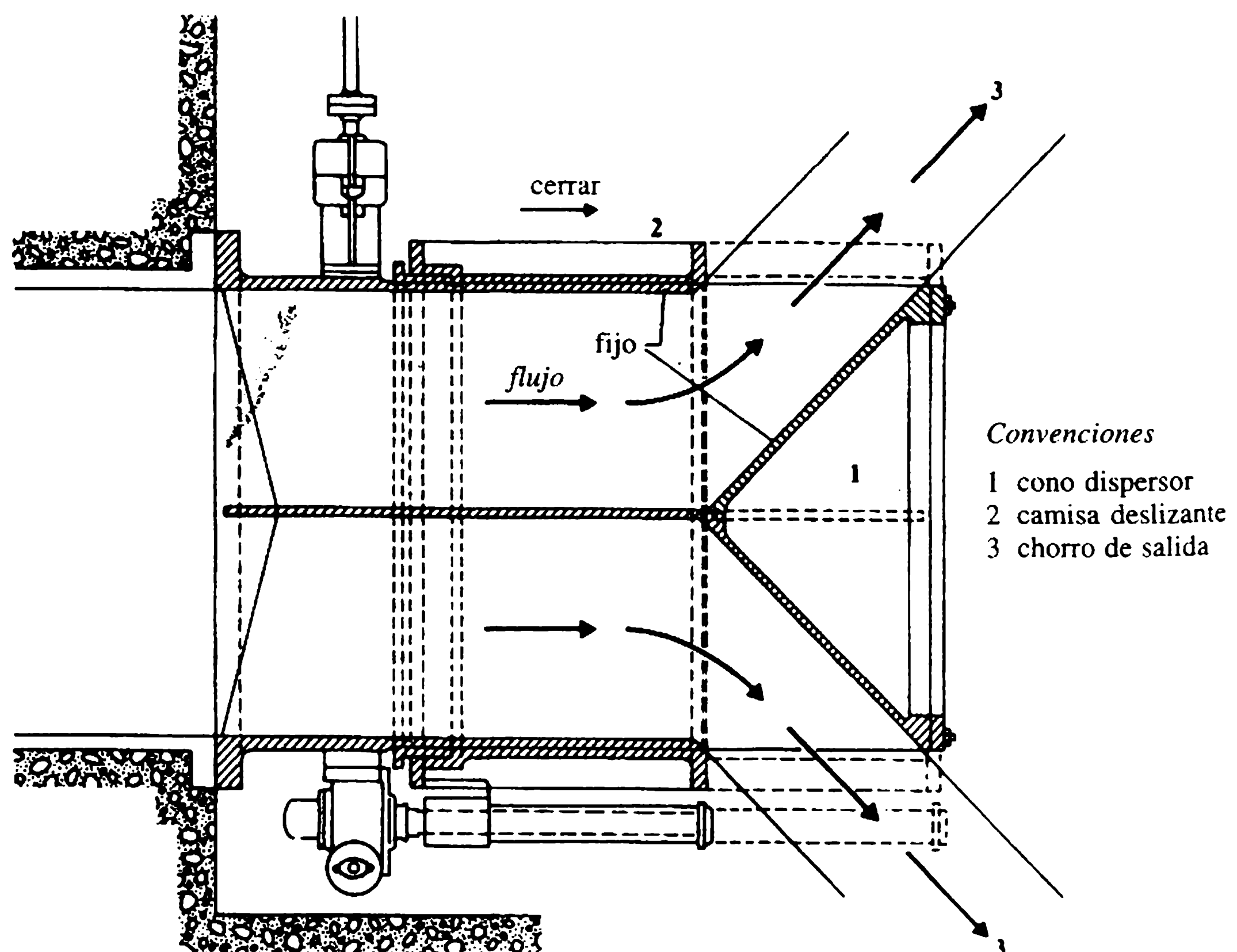
los sellos y los asientos de éstos antes de la abertura de la compuerta, de manera que sólo tienen que manejarse los momentos ejercidos por el peso de la compuerta y la fricción en la bisagra. Este tipo se utilizó, por ejemplo, en la presa Dongjiang para compuertas con luces de 6.4 m y altura de 7.5 m que operan bajo una cabeza de 120 m (Erbiste, 1994).

Las compuertas cilíndricas con todas las fuerzas hidráulicas contrabalanceadas se utilizan con frecuencia en tomas de tipo de torre; se han utilizado diámetros de compuerta hasta de 7.00 m con cabezas máximas de cerca de 70 m.

### 6.3.3 VÁLVULAS PARA CABEZAS ALTAS

La válvula de **cono de dispersión** (Howell-Bunger) (figura 6.6) es tal vez el tipo de válvula de regulación de uso más frecuente que se instala en los extremos de los desagües que descargan a la atmósfera. Consta de un cono dispersor de  $90^\circ$  fijo, aguas arriba del cual está la abertura cubierta por una camisa cilíndrica deslizante. Se ha utilizado para cabezas hasta de 250 m y cuando está abierta en su totalidad su coeficiente de descarga es 0.85-0.9. El área de la válvula totalmente abierta es cerca de 0.8 del área del conducto.

La válvula Howell-Bunger es más barata pero menos vigorosa que las válvulas de aguja o de chorro hueco, y en realidad debería usarse en el diseño de presas sólo



**Figura 6.6** Válvula de cono de dispersión (Smith, 1978).

cuando descarga a la atmósfera [aunque en algunos casos especiales se ha utilizado en conductos que continúan mediante un resalto hidráulico en anillo (Haindl, 1984)]. El rocío fino asociado con la operación de la válvula puede ser indeseable, en particular en climas fríos; algunas veces, sin embargo, un cilindro hueco grande fijo se coloca en el extremo de la válvula aguas abajo del cono, lo que genera una válvula de chorro en anillo. El coeficiente de descarga se reduce en este caso a cerca de 0.75-0.80.

La válvula de **aguja**, o su variación, la válvula de **tubo**, tiene una camisa de acero fija en forma de bombillo, con el cierre de la válvula contra la cubierta con dirección aguas abajo. Cuando están abiertas, las válvulas producen chorros circulares sólidos y pueden utilizarse en condiciones sumergidas. Las válvulas pueden sufrir daños debido a la cavitación y producir chorros inestables para aberturas pequeñas, además son costosas ya que deben soportar las presiones de los embalses llenos.

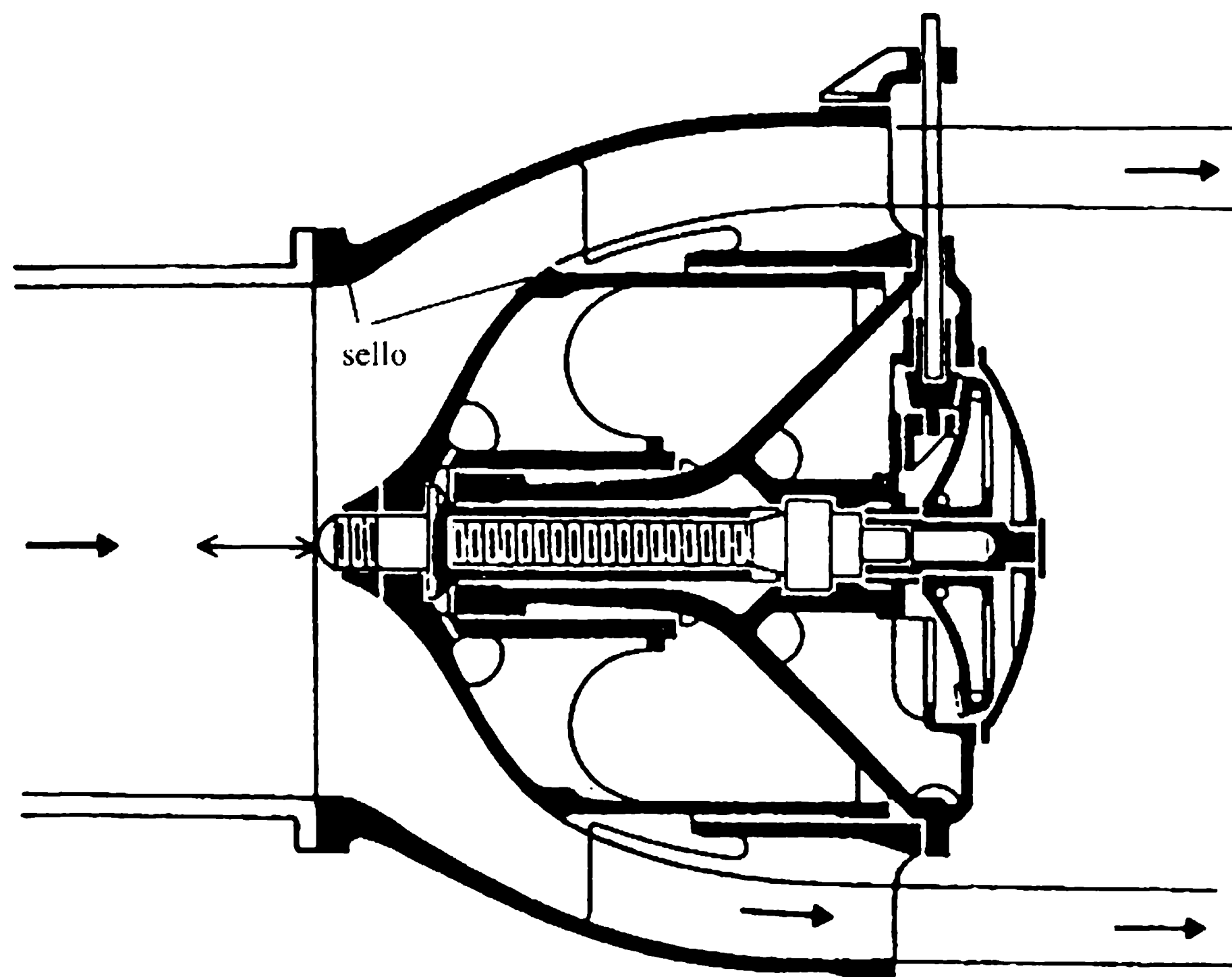
La mayoría de estas dos ventajas se superan en la válvula de **chorro hueco** (figura 6.7), la cual se cierra con dirección aguas arriba (cuando está cerrado, el cuerpo de la válvula está a presión atmosférica); a causa de este hecho la válvula, por supuesto, no es apropiada para utilizarse en condiciones sumergidas. El coeficiente de descarga para la válvula totalmente abierta es cerca de 0.7.

#### 6.4 Fuerzas hidrodinámicas que actúan sobre compuertas

Las fuerzas hidrodinámicas que actúan sobre compuertas están relacionadas muy estrechamente con las condiciones de flujo. Aunque es tentador expresar esto utilizando diversos coeficientes de descarga y contracción, este enfoque es aceptable sólo para los casos más simples, aunque no es suficiente en el diseño de compuertas de bajas o altas cabezas, donde es necesario en realidad un completo análisis de las condiciones de flujo y los factores que la influyen.

Los factores más importantes de los cuales depende el flujo sobre y por debajo de las compuertas son la geometría de los pasajes de agua aguas arriba y aguas abajo; la geometría y la posición de la compuerta y sus accesorios como sellos, apoyos, etc.; la presión aguas arriba, si el flujo a través de la compuerta es libre con presión atmosférica aguas abajo o es sumergido; el número de flujo de Froude y el número de Reynolds —y en lo posible el número de Weber—; el grado de turbulencia del flujo de aproximación y la aireación del espacio aguas abajo de las compuertas. El tratamiento detallado del tema de predicción de las condiciones del flujo y las fuerzas hidrodinámicas que actúan sobre las compuertas no es de competencia de este libro, pero puede encontrarse, por ejemplo, en Naudascher (1987, 1991). Para el tratamiento de los efectos del flujo no permanente y el campo de las vibraciones de la compuerta, consúltese Kolkman (1984) y Naudascher y Rockwell (1994).

En las compuertas de elevación vertical de **cabezas altas**, la fuerza del sistema de izamiento tiene que dimensionarse para superar el peso de la compuerta, la resistencia a la fricción y, más importante, las **fuerzas de empuje hacia abajo** que resultan del hecho de que durante la operación de la compuerta la presión a lo largo de su borde inferior se reduce (a presiones atmosféricas o incluso menores), mientras que



**Figura 6.7** Válvula de chorro hueco (Smith, 1978).

la presión que actúa en su parte superior es prácticamente la misma que en condiciones estáticas (presión del embalse lleno). Esta condición se aplica tanto para compuertas localizadas dentro de un conducto o en el paramento aguas arriba de la presa o en una toma (debe notarse que los sellos de las compuertas en las tomas deben estar en el lado aguas abajo, y para compuertas en conductos están normalmente en la misma posición). Las fuerzas de empuje hacia abajo (o hacia arriba) que actúan sobre una compuerta con una geometría de caja y sello dados y las vibraciones de la compuerta tienen que analizarse para las diversas condiciones de operación utilizando consideraciones teóricas y la experiencia de los ensayos de campo, así como experimentos en modelo, si es necesario.

Para compuertas de **cabezas bajas** es útil hacer un análisis del flujo potencial y utilizarlo para la determinación de la fuerza hidrodinámica (Rouse, 1950), que (en algunos de los casos más simples) puede obtenerse utilizando la ecuación de *momentum*. Para compuertas con un **flujo por debajo** la forma de la ecuación (4.21b) puede utilizarse:

$$Q = C_d b a (2gH)^{1/2} \quad (6.2)$$

( $a$  es la abertura de la compuerta y  $H$  la cabeza aguas arriba), donde los coeficientes de descarga  $C_d$  y de contracción  $C_c$  están relacionados por:

$$C_d = C_c / \left( 1 + C_c \frac{a}{H} \right)^{1/2}. \quad (6.3)$$

Para las compuertas con platinas de acero en forma plana y cilíndrica (compuertas Tainter) con flujo libre y una placa horizontal aguas abajo y el borde de descarga de la compuerta inclinado a  $\theta$  del flujo ( $\theta < 90^\circ$  y que varía de acuerdo con la posición de la compuerta) Toch (1955) sugiere para  $C_c$  la ecuación:

$$C_c = 1 - 0.75 \frac{\theta}{90} + 0.36 \left( \frac{\theta}{90} \right)^2. \quad (6.4)$$

Para una compuerta de sector, el vector de fuerza resultante debe pasar por el pivote de la compuerta y entonces el momento de la carga debe ser cero; de igual manera, el momento puede convertirse en uno que tiende a abrir o cerrar la compuerta colocando el pivote por encima o por debajo del centro de curvatura del tablero.

La fuerza de izamiento de una compuerta con flujo por debajo (compuerta o cresta sumergida) también será influenciada por la geometría del borde inferior y el sello. Para evitar presiones negativas y fuerzas hacia abajo, no debe existir separación del flujo hasta llegar al extremo aguas abajo de la compuerta. Investigando la forma de un chorro que fluye bajo una placa con una abertura de borde agudo en una cantidad  $a$  bajo una cabeza  $h$ , Smetana (1953) determinó las formas de las curvas de la superficie del chorro de descarga para diversas relaciones  $h/a$  de la misma manera como se determinan las formas de vertederos de cresta de caída libre (sección 4.7). Para  $h/a > 3.3$  esta curva tiene una forma constante, mientras que para relaciones  $h/a < 3.3$  las curvas eran más planas y de diversas formas. Dándole la forma al borde inferior de la compuerta de acuerdo con estas curvas, es posible evitar la separación del flujo, el incremento de la fuerza hacia abajo, la vibración y las inestabilidades resultantes [para detalles adicionales consúltese Novak y Čábelka (1981)].

Las fuerzas que actúan sobre las compuertas con rebosamiento dependen de nuevo principalmente de sus características de descarga. El coeficiente de descarga de estas compuertas puede expresarse de la misma manera que para un vertedero de caída libre, es decir:

$$C_d = Q / \left( \frac{2}{3} \right)^{3/2} (2g)^{1/2} b h^{3/2} \quad (6.5)$$

donde  $h$  es la cabeza del agua aguas arriba por encima de la cresta (o borde superior) de la compuerta. La cabeza total,  $H$ , puede también utilizarse en la ecuación (6.5) con un cambio apropiado de  $C_d$  (para compuertas en la cresta de la presa  $H \approx h$ ). El coeficiente también dependerá en gran parte de la geometría del rebosamiento y de la cantidad de aire que entra para ventilar la napa. En términos generales, el rango de  $C_d$  es similar al de vertederos de caída libre, es decir,  $0.55 < C_d < 0.8$ ; para detalles adicionales consúltese, por ejemplo, Hager (1988) y Naudascher (1987, 1991).

El diseño de aireadores para compuertas es importante ya que, junto con los parámetros hidráulicos, determinan la presión aguas abajo de la compuerta por debajo de la napa para compuertas con crestas de caída libre, o en el conducto para compuertas de cabezas altas. Novak y Čábelka (1981) mencionan la demanda de aire de la ecuación propuesta por Hickox, que da el diámetro para un aireador  $D$ :

$$D = C \frac{H^{1.82} b^{0.5}}{p^{0.82}} \quad (6.6)$$

donde para el flujo sobre la compuerta sólo  $C = 0.004$  para todos los parámetros en metros ( $p$  es la cabeza negativa por debajo del chorro de caída libre). o el procedimiento de Wisner y Mitric, que tiene en cuenta la longitud de contacto del chorro libre con el aire y donde, para  $p/H > 0.1$ , da los mismos resultados que la ecuación (6.6).

Para aireadores de compuertas en conductos, Smith (1978) menciona la ecuación de Campbell y Guyton para la relación de descargas de aire y agua  $\beta$ :

$$\beta = 0.04 (Fr - 1)^{0.85} \quad (6.7)$$

donde  $Fr$  se refiere al flujo justo aguas abajo de la compuerta. Al utilizar la ecuación (6.7) se supone que la máxima demanda de aire ocurre cuando el conducto fluye hasta la mitad. Cuando se dimensiona el aireador, la velocidad del aire no debe exceder los  $45 \text{ m s}^{-1}$  y la caída de presión debe limitarse a 2 m (de agua). Para detalles adicionales de dimensionamiento de aireadores consúltese Haindl (1984).

## Referencias

- Ball, J.W. (1959) Hydraulic characteristics of gate slots. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Hydraulics Division*, **85**, (HY 10), 81-140.
- Buzzel, D.A. (1957) Trends in hydraulic gate design. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Paper 2908.
- Davis, C.V. and Sorensen, K.E. (1969) *Handbook of Applied Hydraulics*, 3rd edn, McGraw-Hill, New York.
- Erbiste, P.C.F. (1994) Developments in hydraulic gates. *Hydropower & Dams*, **1** (1), 51-6.
- Hager, W.H. (1988) Discharge characteristics of gated standard spillways. *Water Power & Dam Construction*, **40** (1), 15-26.
- Haindl, K. (1984) Aeration at hydraulic structures, in *Developments in Hydraulic Engineering*, Vol. 2 (ed. P. Novak), Elsevier Applied Science, London.
- Kolkman, P. (1984) Gate vibrations, in *Developments in Hydraulic Engineering*, Vol. 2 (ed. P. Novak), Elsevier Applied Science, London.
- Leliavsky, S. (1981) *Weirs*, Design Handbooks in Civil Engineering, Vol. 5, Chapman & Hall, London.
- Lemperière, F. (1992) Overspill fusegates. *Water Power & Dam Construction*, **44** (July), 47-8.
- Naudascher, E. (1987) *Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke*, Springer, Vienna.
- Naudascher, E. (1991) *Hydrodynamic Forces*, IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Vol. 3, Balkema, Rotterdam.
- Naudascher, E. and Rockwell, D. (1994) *Flow Induced Vibrations*, IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Vol. 7, Balkema, Rotterdam.
- Novak, P. and Čábelka, J. (1981) *Models in Hydraulic Engineering: Physical Principles and Design Applications*, Pitman, London.
- Rouse, H. (1950) *Engineering Hydraulics*, Wiley, New York.
- Self, J.R. and Steele, R.A. (1987) Gates for the Mrica hydro project. *Water Power & Dam Construction*, **39** (August), 25-31.
- Smetana, J. (1953) *Outflow Jet from Under a Gate*, ČSAV, Prague (in Czech).
- Smith, C.D. (1978) *Hydraulic Structures*, University of Saskatchewan.

- Thomas, H.H. (1976) *The Engineering of Large Dams*, Wiley, London.
- Toch, A. (1955) Discharge characteristics of Tainter gates. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, **120**, 290.
- US Army Waterways Experimental Station (1959) *Hydraulic Design Criteria*, US Department of the Army, Washington, DC.



# 7 Seguridad de presas: instrumentación y vigilancia

## 7.1 Introducción

Los embalses constituyen una amenaza potencial a la vida y a la propiedad que sus aguas circundan. La zona de inundación bajo riesgo en el evento de una ruptura catastrófica puede ser extensa, densamente poblada y de importancia económica considerable. En tales casos, la falla de la presa puede producir daños y una pérdida inaceptable de vidas.

Fallas catastróficas en las que se vieron involucradas grandes presas modernas, tal como sucedió en Malpasset (Francia 1959), Vaiont (Italia 1963), Teton (USA 1976) y Macchu II (India 1979) en particular, influyeron e impulsaron la generación de estudios de todos los temas relacionados con la seguridad de las presas. Los cuatro desastres mencionados se describen brevemente en la tabla 7.1. Estos desastres, junto con numerosas fallas menores de presas antiguas o más pequeñas ocurridas durante el mismo periodo, llamaron la atención internacional sobre la seguridad y vigilancia de presas y produjeron efectos importantes.

Un estudio esclarecedor de las fallas y otros incidentes serios ha sido publicado por la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD, 1974). Jansen (1980) proporciona una revisión más detallada de desastres de presas mayores, incluidos los presentados en la tabla 7.1.

Las fallas catastróficas de una presa, distintas a las que son el resultado directo de un evento de inundación extrema, invariablemente están precedidas por un periodo de incremento progresivo de mala operación 'estructural' dentro de la presa y/o su cimentación. Los programas de vigilancia de presas e instrumentación se adelantan para detectar y, cuando sea posible, identificar síntomas de mal comportamiento en las etapas más prontas posibles.

Instrumentos colocados de forma estratégica sobre una presa en sí mismos no son salvaguarda contra incidentes serios o fallas. Su función principal es revelar anomalías o tendencias adversas en el comportamiento y, así, proporcionar advertencias prontas sobre posibles peligros. El número de instrumentos instalados tiene menos importancia que la selección del equipo apropiado, su instalación correcta en sitios críticos y la interpretación inteligente de la información resultante dentro de un programa de vigilancia global. La efectividad de este programa está determinada por muchos factores como los marcos de referencias legal y administrativo en los cuales se han establecido los procedimientos y responsabilidades.

El objetivo de este capítulo es identificar los parámetros de mayor importancia en la integridad de las presas y de esbozar los instrumentos y las técnicas emplea-

**Tabla 7.1** Desastres de presas mayores 1959-79

| <i>Presa (año del evento)</i> | <i>Tipo, altura (m)<br/>(año de finalización)</i> | <i>Evento</i>  |
|-------------------------------|---|--|
| Malpasset (1959)              | Arco, 61 m (1954)                                 | Falla de cimentación y fluencia del estribo; colapso total (421 muertos)   |
| Embalse Vaiont (1963)         | Arco, 262 m (1960)                                | Deslizamiento de roca ( $200 \times 10^6 \text{ m}^3$ ) dentro del embalse; onda de salpicadura 110 m sobre el nivel de la cresta; presa intacta (2000 muertos). |
| Teton (1976)                  | De relleno, 93 m<br>(en construcción)             | Erosión interna debido al diseño pobre de la zanja del rastrillo; destrucción total (11 muertos, daños US $\$500 \times 10^6$ ).                                 |
| Macchu II (1979)              | De relleno y gravedad<br>26 m (1972)              | Inundación catastrófica; mal funcionamiento de las compuertas; rebosamiento y lavado del relleno (una estimación de 2000 muertos).                               |

das en la vigilancia. El capítulo incluye un repaso de las filosofías alternativas en legislación de seguridad de los embalses y medidas de prevención organizacionales para la vigilancia e inspección de las presas. Publicaciones recientes de la ICOLD (1987, 1988, 1992) suministran guías sobre la seguridad y monitoreo de las presas, aspectos que fueron tema de una conferencia internacional de gran importancia (Serafim, 1984).

### 7.2.1 APLICACIÓN Y OBJETIVOS

Proporcionar instrumentos de monitoreo es una práctica aceptada para la mayoría de las presas nuevas de cualquier magnitud. Con frecuencia, de manera simultánea, un nivel básico de instrumentación se instala retrospectivamente para monitorear presas existentes.

En el contexto de nuevas presas, la información de la instrumentación se interpreta en un papel doble: para proporcionar una indicación de la validez de las hipótesis de diseño y también determinar un patrón inicial de referencia y desempeño a fin de estimar observaciones subsecuentes. En las presas existentes, en particular las de estructuras más antiguas o menos adecuadas, se puede instalar un conjunto de instrumentos que proporcionen medidas de seguridad. En tales casos sirven para detectar desviaciones importantes y anormales del comportamiento de la presa a largo plazo. En otras aplicaciones se pueden requerir instrumentos en presas existentes para registrar parámetros específicos del comportamiento en respuesta a una deficiencia reconocida o sospechada de diseño o a un problema de comportamiento.

## 7.2 Instrumentación

El alcance y grado de sofisticación individual del conjunto de instrumentos varía de manera considerable. El cuidado a la especificación, diseño y correcta instalación de todos, hasta del instrumento más sencillo, es crítica para obtener un desempeño satisfactorio. Es conveniente que la responsabilidad de la planeación y comisión de las instalaciones de monitoreo recaiga en una persona con experiencia y de un nivel relativamente alto dentro de la autoridad responsable.

Los instrumentos pueden, por conveniencia, clasificarse de acuerdo con la función principal de la instalación.

1. *Control de la construcción*: verificación de los parámetros críticos de diseño con retroalimentación inmediata al diseño y a la construcción.
2. *Desempeño después de la construcción*: validación del diseño; determinación del patrón de comportamiento inicial o de referencia.
3. *Funcionamiento y vigilancia del servicio*: confirmación de la idoneidad estructural; detección de cambios regresivos en el patrón de comportamiento establecido; investigación de problemas identificados o que se sospechan.
4. *Investigación/desarrollo*: investigación académica; pruebas y desarrollos de los equipos.

Entre algunas de las clasificaciones funcionales es obvio que se pueden traslapar algunas áreas.

Para propósitos de control de la construcción o de investigación, los valores absolutos de los parámetros específicos y su tendencia observada pueden ser de igual importancia. Esto es menos importante cuando la función principal del conjunto de instrumentos es monitorear el desempeño a largo plazo. Los valores absolutos pueden considerarse de importancia secundaria respecto a la detección de cambios y tendencias en el patrón de comportamiento, cuando se confirme que tales desviaciones no se deben a un cambio observado en el régimen de carga, por ejemplo, en el nivel del agua retenida u otra influencia identificable. La detección o el análisis del cambio en un ciclo o patrón de comportamiento previamente establecido como 'normal' es la justificación esencial para todo el conjunto de instrumentos instalados para vigilancia.

#### 7.2.2 PARÁMETROS EN EL MONITOREO DEL COMPORTAMIENTO DE LAS PRESAS

Los parámetros más importantes en el monitoreo del comportamiento de las presas son los siguientes:

1. infiltración y fugas (cantidad, naturaleza, localización y fuente);
2. sedimentación y pérdida del borde libre en presas de relleno (magnitud, tasa);
3. deformación externa e interna (magnitud, tasa, localización);
4. presión de aguas en los poros y empuje (magnitud, variación);
5. esfuerzos internos o presión (magnitud).

Independientemente del tipo de presa considerado, ciertos parámetros importantes son de interés primario, por ejemplo, la infiltración y los movimientos externos o deflexiones; otros son en esencia relevantes a un tipo específico de presa, por ejemplo, la presión de agua en los poros en presas de rellenos térreos. La importancia relativa de los parámetros individuales también pueden reflejar la naturaleza de un problema en investigación, por ejemplo la sedimentación de una presa de relleno antigua, donde se sospecha deformación progresiva.

Las medidas mínimas convenientes para el monitoreo y vigilancia en todas las presas, instaladas de forma retrospectiva si es necesario, deben responder a la medición de flujos de infiltración y deformaciones de la cresta. Esta última medida es de particular importancia para la detección de la sedimentación de las crestas de una presa de relleno como un indicador de un posible mal desempeño interno y la pérdida local del borde libre.

No se puede enfatizar demasiado la suprema importancia del flujo de infiltración como parámetro. El monitoreo regular debe ser una práctica estándar para todas las presas, excepto las más pequeñas. Problemas serios invariablemente están precedidos por un cambio detectable del régimen de infiltración a través o bajo la presa, que no se relaciona con los cambios en el nivel del agua retenida o la precipitación natural. La observación directa de la cantidad y turbiedad de la infiltración es de relativa simplicidad, mediante sistemas de drenaje interno que conducen a vertederos de cresta delgada en V calibrados. Lo ideal es colocar vertederos para recolectar el flujo desde tramos específicos de la presa, permitiendo identificar la localización aproximada de cualquier cambio del régimen de flujo.

Los parámetros principales se presentan con mayor detalle en la tabla 7.2, junto con la identificación de los instrumentos empleados. La tabla también enumera ejemplos de defectos o problemas que pueden asociarse a valores anormalmente altos o tendencias importantes en cada parámetro.

### 7.2.3 INSTRUMENTOS: PRINCIPIOS DE DISEÑO

Se requiere que los instrumentos de monitoreo funcionen de manera satisfactoria para todas las condiciones ambientales severas y durante periodos de tiempo por lo general indeterminados, posiblemente varias décadas. Como guías para un buen diseño es, por consiguiente, deseable que los instrumentos sean:

1. tan simples en su concepto como consistentes en su funcionamiento;
2. sólidos y confiables;
3. durables en condiciones ambientales y de operación adversas, y
4. costos aceptables 'para toda la vida' (es decir, la suma de costos de compra, instalación, soporte y monitoreo).

Un principio sensato consiste en colocar los elementos de medida sofisticados y vulnerables, como componentes electrónicos y transductores, por encima del nivel del terreno donde sea posible. En tales casos puede ser ventajoso hacer que los

elementos por encima del terreno sean de fácil transporte, por ejemplo, utilizando unidades transductoras portables compactas, para monitorear las presiones del agua en los poros a partir de piezómetros.

Las ventajas adicionales asociadas con el uso de un elemento de medición portátil, consisten en una mayor seguridad física y en que se evita la necesidad de construir casetas de instrumentación grandes y costosas para alojar el equipo de medición fijo.

Las capacidades de los instrumentos se han desarrollado de forma significativa en los últimos años y ahora se dispone con facilidad de equipo más confiable y fuerte. Los desarrollos más recientes tienden a centrarse en provisiones para la toma de información automática o semiautomática de los instrumentos, con facilidades de almacenamiento y/o transmisión automática de la información a un sitio central. Las mejoras en la capacidad y la complejidad se reflejan en altos costos y en mayor riesgo de mal funcionamiento o falla de los componentes y, por consiguiente, del sistema. Tal sofisticación es por lo general justificable sólo en las circunstancias más excepcionales. Para la mayoría de las presas, la instrumentación a un nivel relativamente poco sofisticado y básico resultará adecuado para el monitoreo y vigilancia de rutina.

#### 7.2.4 INSTRUMENTOS: TIPOS Y PRINCIPIOS DE OPERACIÓN

Un análisis breve de los instrumentos más comunes se presenta a continuación para demostrar los principios importantes de operación y medida. Para detalles más amplios de los instrumentos, sus principios de operación y características se remite a Dunnicliff (1988), Hanna (1985) o la literatura del fabricante.

##### **a. Colimación, sedimentación y deformación externa**

Técnicas topográficas precisas con equipos de medida de distancia ópticos o electrónicos [EDM Electronic Distance Measurement (medición electrónica de distancias)] o láseres, se emplean para determinar el movimiento relativo vertical y horizontal de estaciones superficiales aseguradas con firmeza. Colimación y nivelación para verificar la alineación de la cresta en presas de concreto puede complementarse con datos de inclinación de péndulos instalados en pozos internos y de péndulos flotantes invertidos anclados a profundidad dentro de perforaciones en la roca de cimentación. El movimiento relativo y la inclinación de monolitos adyacentes también puede determinarse mediante medidores de juntas mecánicos u ópticos simples. En el caso de las presas de relleno, la sedimentación longitudinal de la presa es de primordial importancia. Información sobre la deformación del relleno puede deducirse del uso de inclinómetros de perforación sensibles para determinar los perfiles de los movimientos horizontales internos a través de la altura de la presa.

##### **b. Presión de agua en los poros**

Los piezómetros hidráulicos son de dos tipos: el simple de Casagrande de 'circuito abierto' o de tipo de tubo vertical de pie y el 'circuito cerrado' o de instrumento de



**Tabla 7.2** Parámetros principales de monitoreo y su relación con defectos posibles

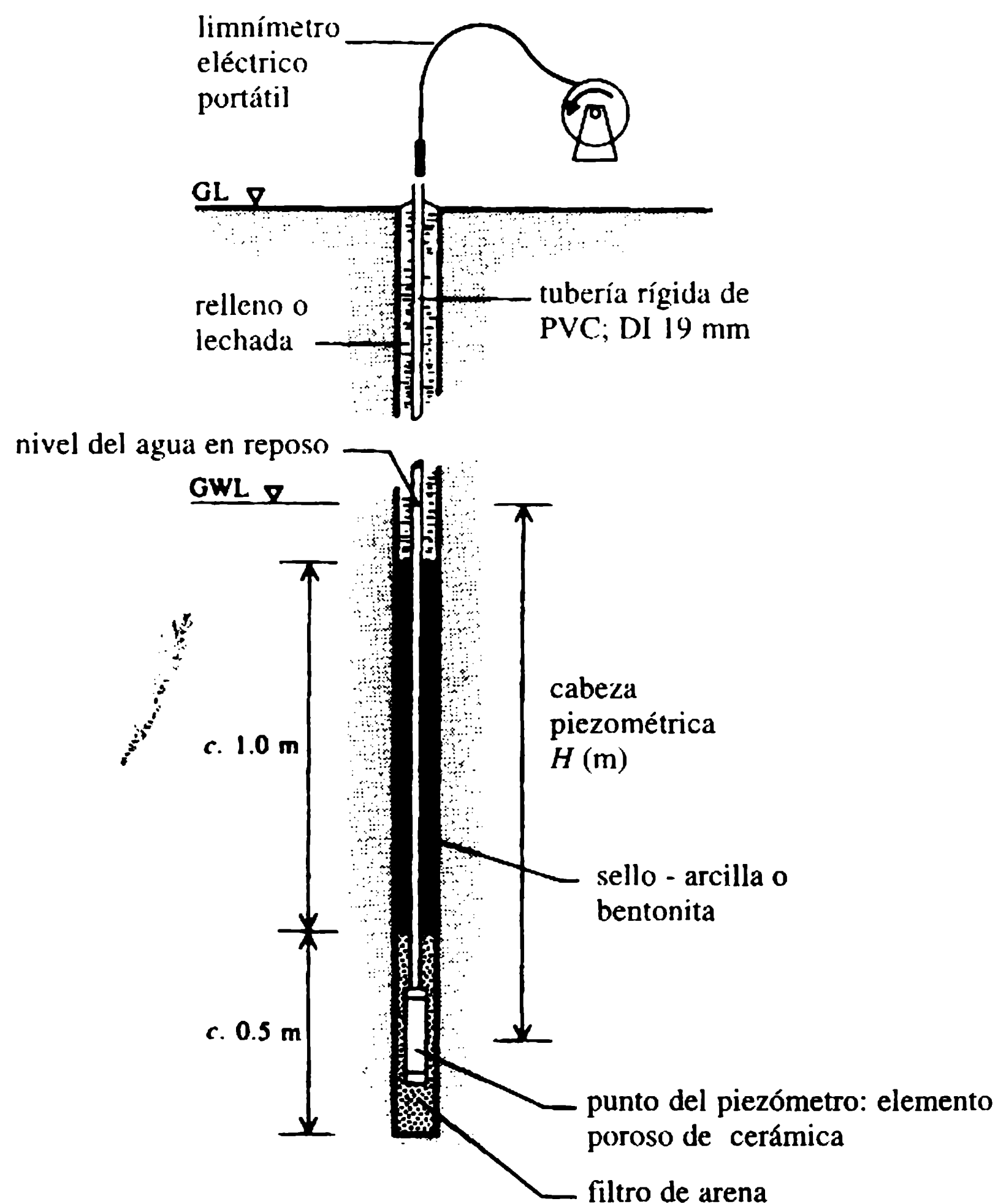
| <i>Parámetros</i>   | <i>Instrumentos</i>   | <i>Medida</i>   | <i>Defecto ilustrativo</i>  | <i>Tipo de presa</i> |
|---|---|---|---|----------------------|
| Infiltración  | Drenos-subdrenes a vertederos de cresta delgada V (idealmente varios, 'aislando' secciones de la presa-cimentación) | Cantidad del caudal de infiltración y naturaleza del agua de infiltración, por ejemplo clara o turbia | Podría indicar el inicio de agrietamiento y/o erosión interna   | E - C <sup>a</sup>   |
| Colimación  | Topografía precisa (óptica o electrónica)   | Alineación  | Movimiento  | E - C                |
| Presión de agua en los poros  | Piezómetros   | Presión interna del agua en el relleno térrico.   | Fugas en el núcleo o inestabilidad incipiente   | E                    |
| Empuje  | Piezómetros   | Presión interna del agua en el concreto o en la roca de cimentación.                                  | Inestabilidad, deslizamiento  | C                    |
| Sedimentación   | <div> <div>Topografía precisa (superficial)</div> <div>Medidores de sedimentación (internos)</div> </div>           | <div> <div>Sedimentación de la cresta</div> <div>Sedimentación interna o relativa</div> </div>        | Inclinación (C) o pérdida del borde libre (E), por ejemplo hundimiento del núcleo o deformación de la cimentación | E - C                |
| Deformación externa   | Topografía precisa (superficial)<br>Fotogrametría (E), péndulos o medidores de juntas (C)                           | Deflexión de la superficie  | Movimiento local, inestabilidad   | E - C                |
| Deformación interna o deformación: <div> <div>Vertical</div> <div>Horizontal</div> </div> | Inclinómetros,<br>Deformímetros o ductos  | Movimientos relativos internos  | Inestabilidad incipiente  | E                    |
| Esfuerzo o presión  | Celdas de presión   | Esfuerzo total  | Fraccionamiento hidráulico y erosión interna  | E                    |

<sup>a</sup>E = presas de relleno, C = presas de concreto

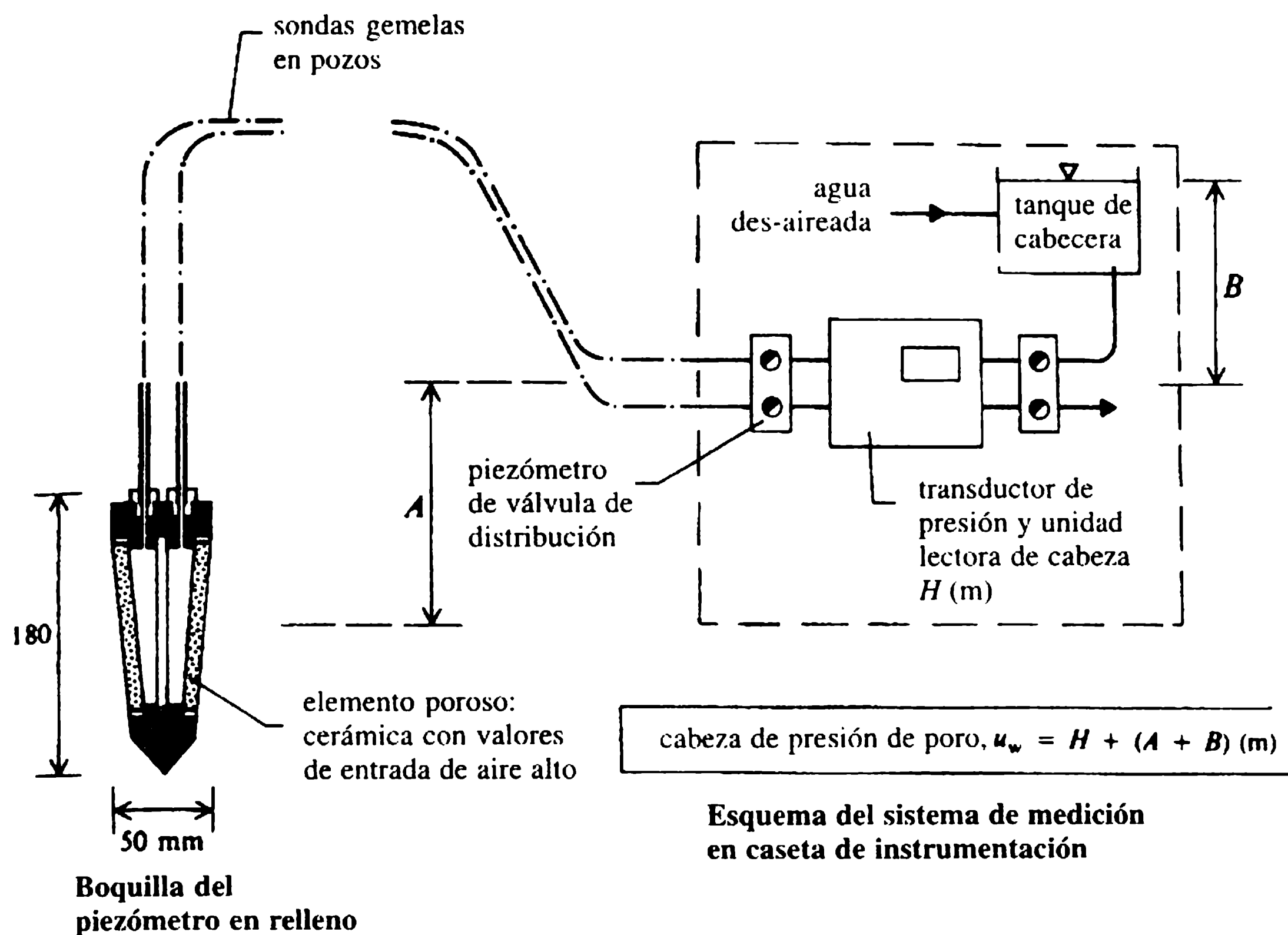


tipo de tubería gemela. El piezómetro de Casagrande, ilustrado en la figura 7.1, se basa en el contacto eléctrico del limnómetro para registrar el nivel freático respecto a la superficie de la tierra. Se instala con facilidad en perforaciones en presas existentes y es apropiado en particular donde la superficie freática es sensiblemente estática. Las ventajas principales de este tipo radican en su adaptabilidad, simplicidad de operación y confiabilidad.

El piezómetro de circuito cerrado, cuyo ejemplo por excelencia es el instrumento de tipo Bishop ilustrado en la figura 7.2, ofrece una respuesta más rápida al cambio de presión del agua en los poros. Es apropiado en suelos con permeabilidades más bajas y en suelos no saturados y, en consecuencia, para determinar tanto presiones del agua en los poros negativas como positivas en rellenos térreos compactados. Las sondas hidráulicas gemelas se llenan permanentemente con agua y pueden instalarse en distancias considerables ( $>200$  m) hasta una caseta de instrumentación de apropiada localización, donde se efectúa la medición mediante un transductor de



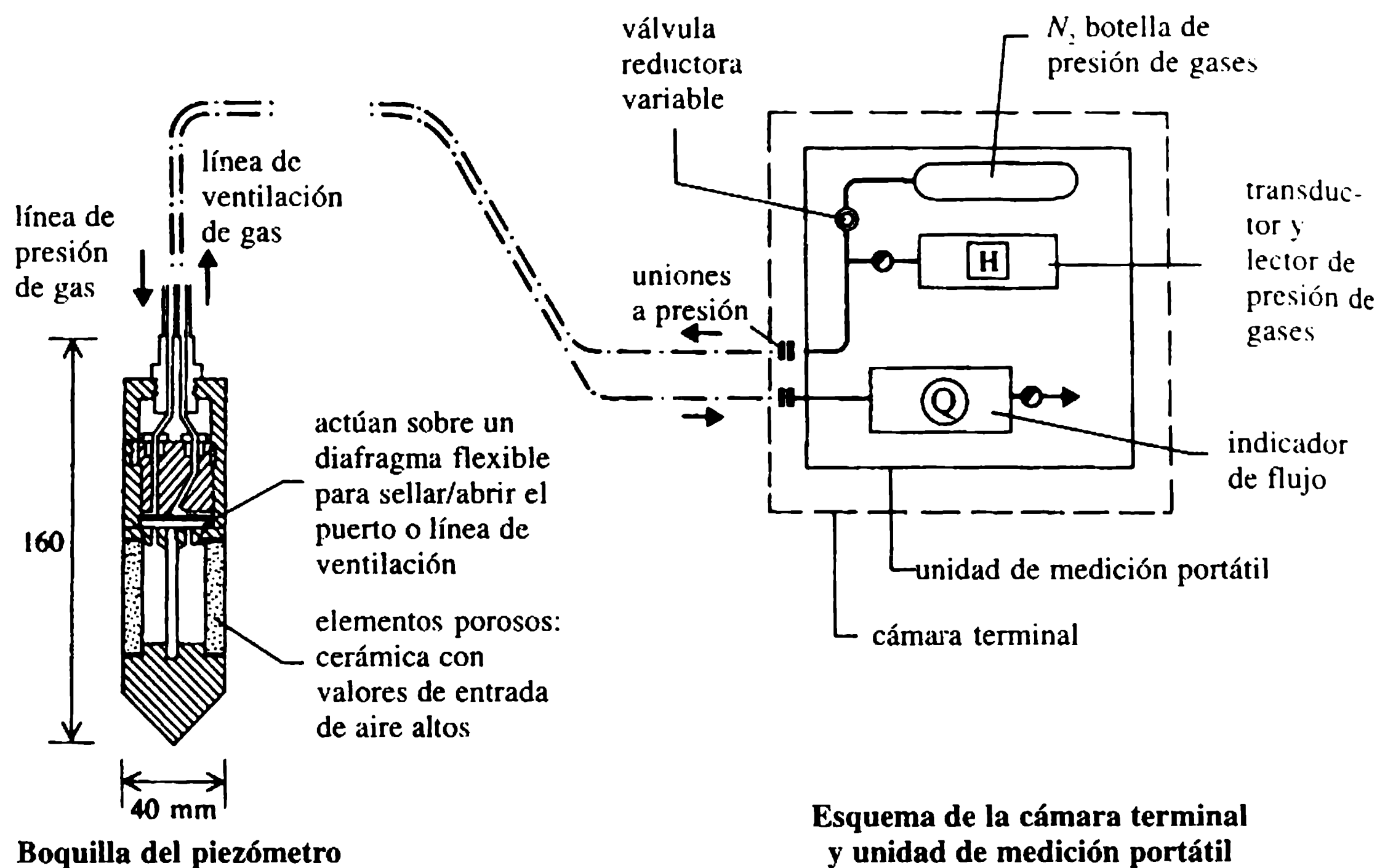
**Figura 7.1** Piezómetro de tipo de tubo vertical de Casagrande utilizado en perforaciones.



**Figura 7.2** Piezómetro hidráulico de tipo Bishop de tubería gemela.

presión o un manómetro de mercurio. Se requiere desaireación a intervalos para vaciar y remover las oclusiones de aire o gas que entran a las sondas hidráulicas desde el relleno o desde el fluido de los poros. El uso de un elemento de cerámica con poro fino 'con valores de entrada de aire alto' (figura 7.2) reduce bastante la frecuencia con que se requiere la desaireación. Se debe tener en cuenta la elevación máxima de las sondas hidráulicas relativas a la boquilla del piezómetro, el punto de lectura y el intervalo de presión anticipada del agua en los poros para evitar problemas asociados con las presiones negativas en las sondas. El piezómetro de Bishop ha demostrado su efectividad, durabilidad y confiabilidad, y se ha instalado extensamente en presas de relleno durante la construcción.

En comparación con las alternativas hidráulicas, los piezómetros eléctricos y neumáticos ofrecen una respuesta rápida, pero pueden ser relativamente costosos y menos flexibles en su uso. Estos tipos ofrecen la ventaja de que sólo requieren una cámara terminal de medición pequeña, en vez de la caseta de instrumentación costosa por lo general requerida por los instrumentos hidráulicos de tubos gemelos. Por tanto, son apropiados para aislar instalaciones con un número limitado de piezómetros. El principio de la boquilla de los piezómetros neumáticos se ilustra en la figura 7.3. Funciona mediante la aplicación de una presión de gas dorsal controlada y conocida para balancear la presión del agua en los poros que opera sobre el diafragma. El balance de la presión se indica por la deflexión del diafragma, permitiendo al gas desfogar hacia un indicador de flujo.



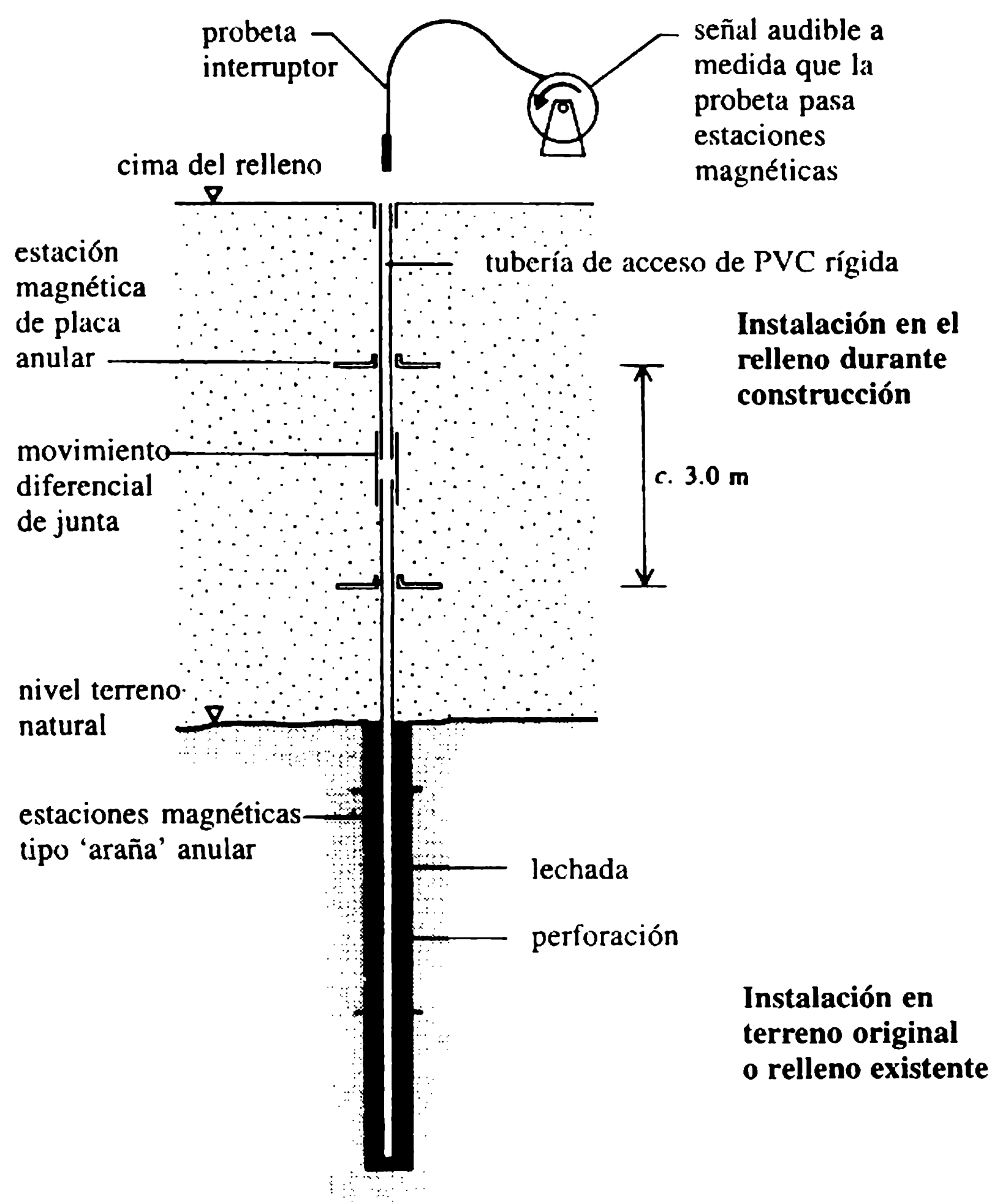
**Figura 7.3** Piezómetro neumático.

### c. Sedimentación interna y deformación

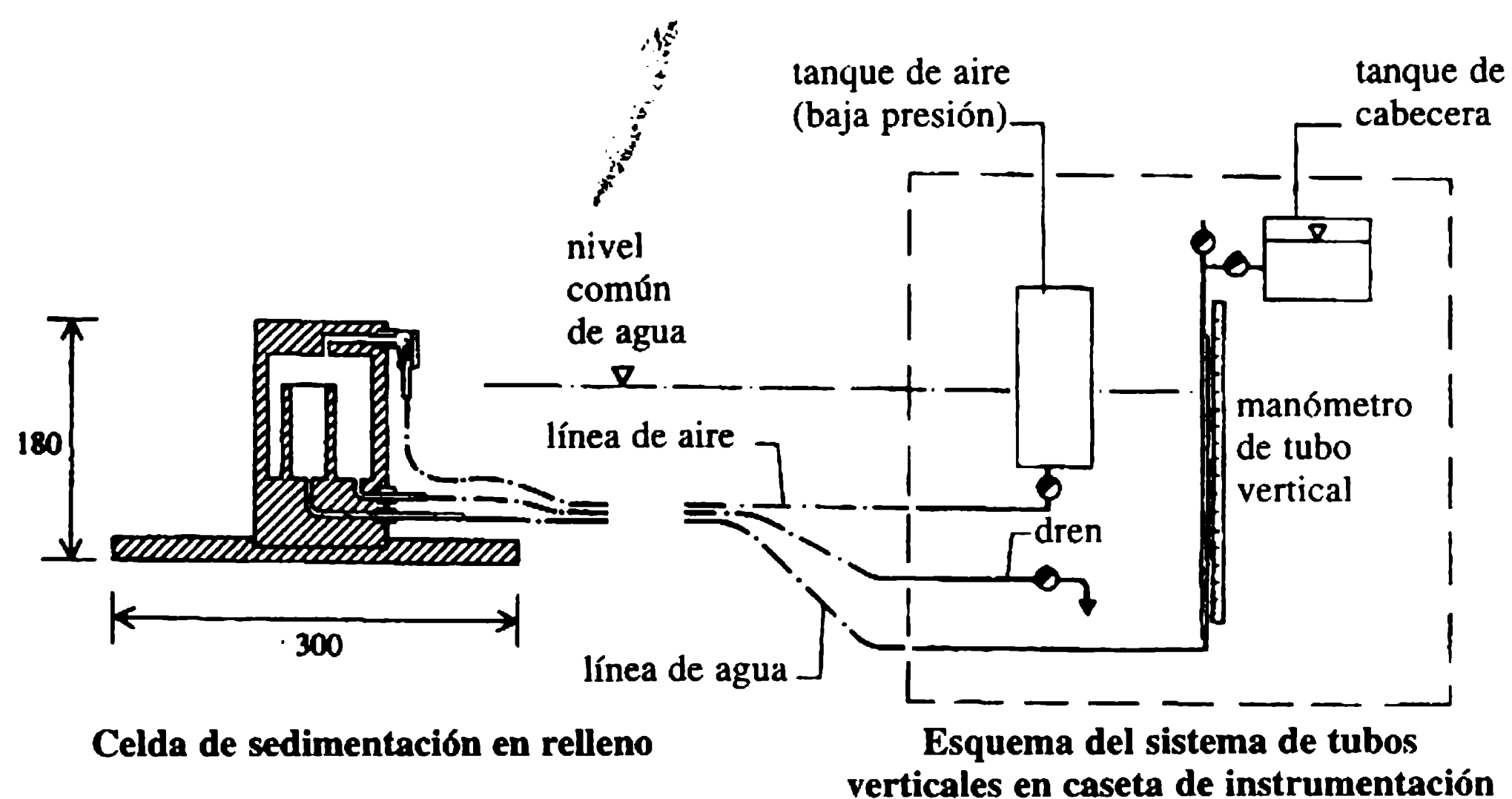
Durante la construcción del relleno pueden instalarse extensómetros de tubos verticales con estaciones de medición magnéticas de placas anulares externas, localizadas a intervalos verticales de cerca de 3 m. La mayoría se basa en los principios que se ilustran en la figura 7.4. Una probeta sobre una cinta calibrada se baja por el tubo para detectar las estaciones magnéticas de placa, permitiendo determinar los niveles relativos y los incrementos de sedimentaciones internas hasta de más o menos 2 mm. El principio puede extenderse para rellenos existentes y cimentaciones, como se muestra, utilizando estaciones magnéticas especiales de tipo araña diseñadas para instalarse en horizontes apropiados dentro de perforaciones. Medidores puntuales de sedimentación individuales, que por lo general operan basados en el principio del manómetro y que se ilustran en la figura 7.5, son algunas veces preferibles para materiales de relleno más plásticos.

Los componentes horizontales de la deformación interna pueden determinarse mediante el inclinómetro de perforación o por una adaptación del principio del extensómetro vertical. En este último caso, los tubos se instalan en zanjas dentro del espaldón de relleno, con estaciones magnéticas o collares instalados a intervalos horizontales apropiados. Un aparato especial motorizado se emplea para 'recorrer' la probeta en toda la extensión del tubo y regresarse, determinando la localización de cada estación a medida que pasa.

Es normal colocar unos extensómetros en la longitud fija de la roca (que no se ilustran), para monitorear la respuesta de los estribos en presas de arco. Extensómetros similares pueden ser también apropiados en otros tipos de presas de concreto si la deformación de la cimentación es un parámetro crítico.



**Figura 7.4** Sedimentación vertical: extensómetro magnético.



**Figura 7.5** Celda hidráulica del punto de sedimentación.

#### d. Esfuerzos internos

La determinación directa y confiable del estado de esfuerzos en un continuo como una roca, concreto o suelo presenta serias dificultades. La teoría dictamina utilizar un elemento sensor con forma de disco con razón de aspecto alta. Restricciones debidas a los materiales hacen que sea imposible obtener el sensor ideal que mida con precisión, en todos los niveles de esfuerzo, la resistencia del continuo que se quiere. Es necesario ser cautos con la interpretación de presiones o esfuerzos registrados en el campo. Los aparatos disponibles en el comercio para usar en el concreto y la roca generalmente constan de un disco metálico lleno de aceite acoplado a un transductor de presión que responda a la presión del fluido como una función del esfuerzo externo en la cara del disco. Aparatos similares se utilizan a veces en relleños, aunque como alternativa se emplea la celda de presiones de tierra de disco hueco, que incorpora deformímetros eléctricos montados sobre las caras internas de la celda.

La determinación indirecta de esfuerzos a partir de deformaciones medidas de forma similar está llena de serias dificultades debido a que la respuesta del esfuerzo y la deformación de los materiales depende del tiempo y no es lineal. Dado que la incertidumbre asociada con la determinación de los esfuerzos disminuye mucho la confiabilidad de la información obtenida, la instalación de la instrumentación para este propósito es a menudo objeto de actividades de investigación.

#### 7.2.5 PLANEACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN

La planeación y la especificación de un conjunto amplio de instrumentos involucra una secuencia lógica de decisiones:

1. definición de los propósitos y objetivos;
2. definición de las observaciones apropiadas para la presa considerada;
3. determinación de los sitios y cantidad de puntos de medición para tomar las observaciones deseadas;
4. consideración del período de tiempo que se va a abarcar, es decir, monitoreo de corto o largo plazo;
5. consideración de modos de operación óptimos del sensor con respecto a la rapidez de respuesta deseada, precisión requerida, etc.;
6. selección del *hardware* apropiado para las tareas definidas en los cinco primeros puntos.

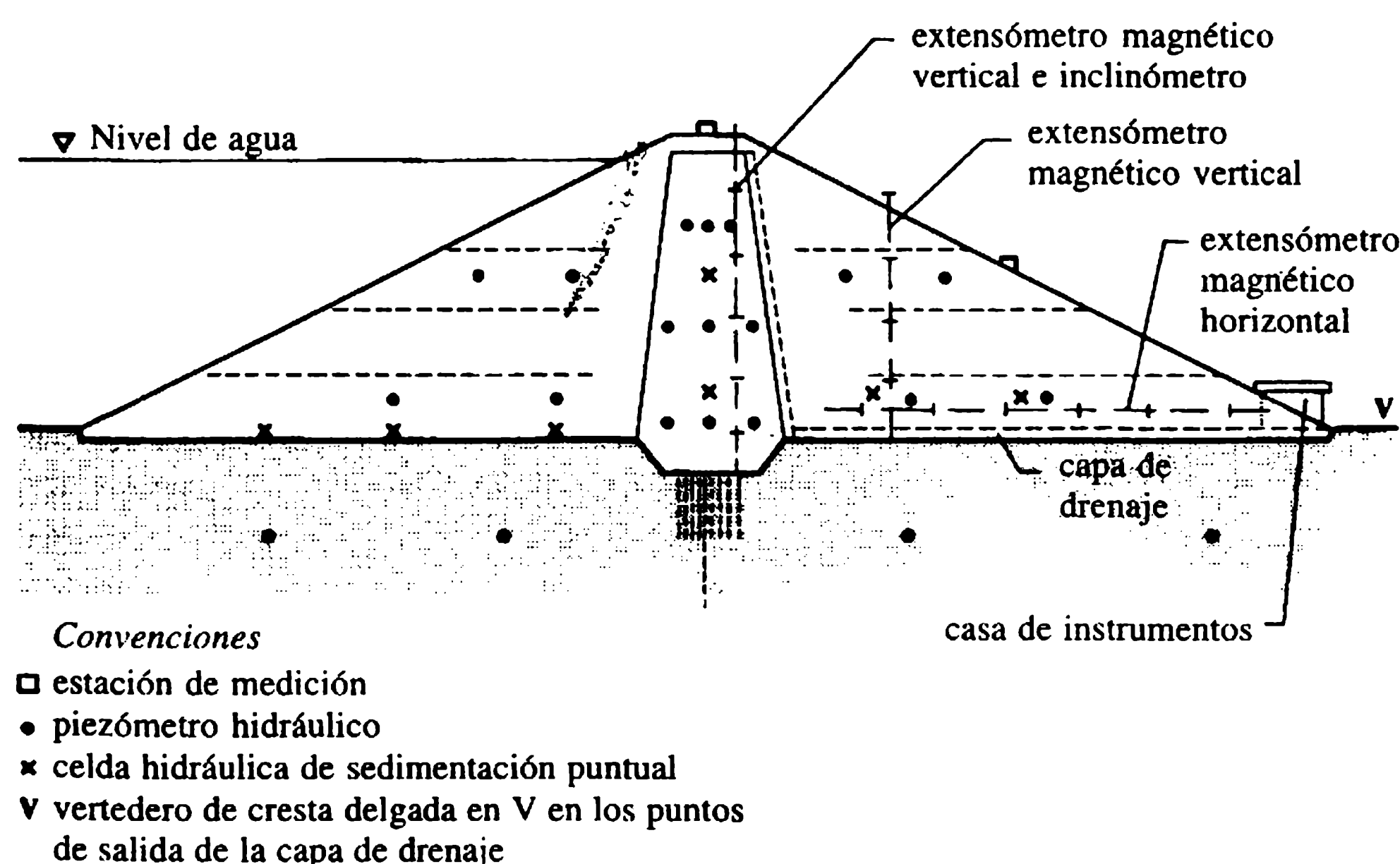
El paso 3 es de importancia y sensibilidad particular. Los instrumentos deben abarcar todos los aspectos críticos conocidos de la presa, pero también deben colocarse en sitios donde se pueda anticipar el comportamiento 'normal'. En el caso de una presa nueva se deben instrumentar por lo menos dos secciones, incluida la sección mayor. Es una buena práctica hacer un bosquejo inicial de la disposición ideal y luego eliminar progresivamente las medidas menos esenciales hasta determinar un plan adecuado, balanceado y asequible.

El éxito de la etapa de instalación y puesta en marcha de la instrumentación depende del cuidado a los detalles. Entre los aspectos que deben considerarse están los procedimientos para la puesta en uso y prueba de los instrumentos, para la determinación de los valores 'de referencia' y para el entrenamiento especial del personal de monitoreo. En esta etapa se deben considerar con detalle también los procedimientos para el manejo de la información (sección 7.2.6 y 7.3). Es aconsejable considerar los programas de instrumentación con un sistema 'global' requerido, es decir, instrumentos, instalaciones, responsabilidad, monitoreo, manejo e interpretación de la información.

En la figura 7.6 se presenta un perfil de instrumentación ilustrativo en una sección mayor de una presa nueva de relleno térreo. Programas completos de instrumentación de este tipo se describen en Millmore y McNicol (1983) y en Evans y Wilson (1992). Un análisis valioso de la experiencia de instrumentación en presas de relleno en el Reino Unido se encuentra en Penman y Kennard (1981); el papel de la instrumentación se analiza en Penman (1989) y Charles, Tedd y Watts (1992).

#### 7.2.6 ADQUISICIÓN Y MANEJO DE LA INFORMACIÓN

La planeación lógica del sistema de adquisición y procesamiento de la información es esencial si se quiere que el programa de instrumentación se realice por completo. A menos que las observaciones sean confiables y la información sea interpretada con rapidez, el valor del programa disminuirá severamente. Los procedimientos de operación deben definirse con cuidado y las responsabilidades individuales del per-



**Figura 7.6** Esquema representativo de la instrumentación: sección mayor de una presa nueva de relleno.



sonal identificadas con claridad. Dentro del plan de operación la frecuencia del monitoreo debe determinarse sobre bases racionales, reflejando los objetivos y los parámetros individuales bajo escrutinio. En cualquier caso, ello está sujeto a enmiendas de acuerdo con la información que se obtenga.

La prescripción detallada de la periodicidad es cuestión de sentido común y de criterio de ingeniería. El exceso de información puede agobiar y hacer confusos tópicos importantes; la información insuficiente traerá más preguntas que las que podrá resolver. De igual manera, un sistema de excesiva complejidad, ya sea en términos de equipo o de habilidades de operación requeridas, disminuirá su utilidad. Por consiguiente, siempre se requiere un balance justo y se debe tener cuidado para asegurar que el ‘sistema’ permanezca suficientemente sensible y flexible. El monitoreo de rutina deberá asegurar observaciones en las diferentes estaciones y cambios significativos en el nivel de agua retenida. Frecuencias de monitoreo representativas para presas de tierra varían como se indica en la tabla 7.3.

Se deben establecer rutinas para el procesamiento ágil de la información de campo, considerando con cuidado la forma óptima de presentación. los diagramas y las hojas sobrepuestas son en general los métodos más satisfactorios; los parámetros contra niveles de agua retenida y precipitación se representan con gráficas como se muestra en la figura 7.7. Ejemplos ilustrativos se muestran en Johnston *et al.* (1990). A veces puede ser útil incluir valores predeterminados de ‘límite de seguridad’ de ciertos parámetros importantes (por ejemplo presión del agua en los poros) en tales gráficas.

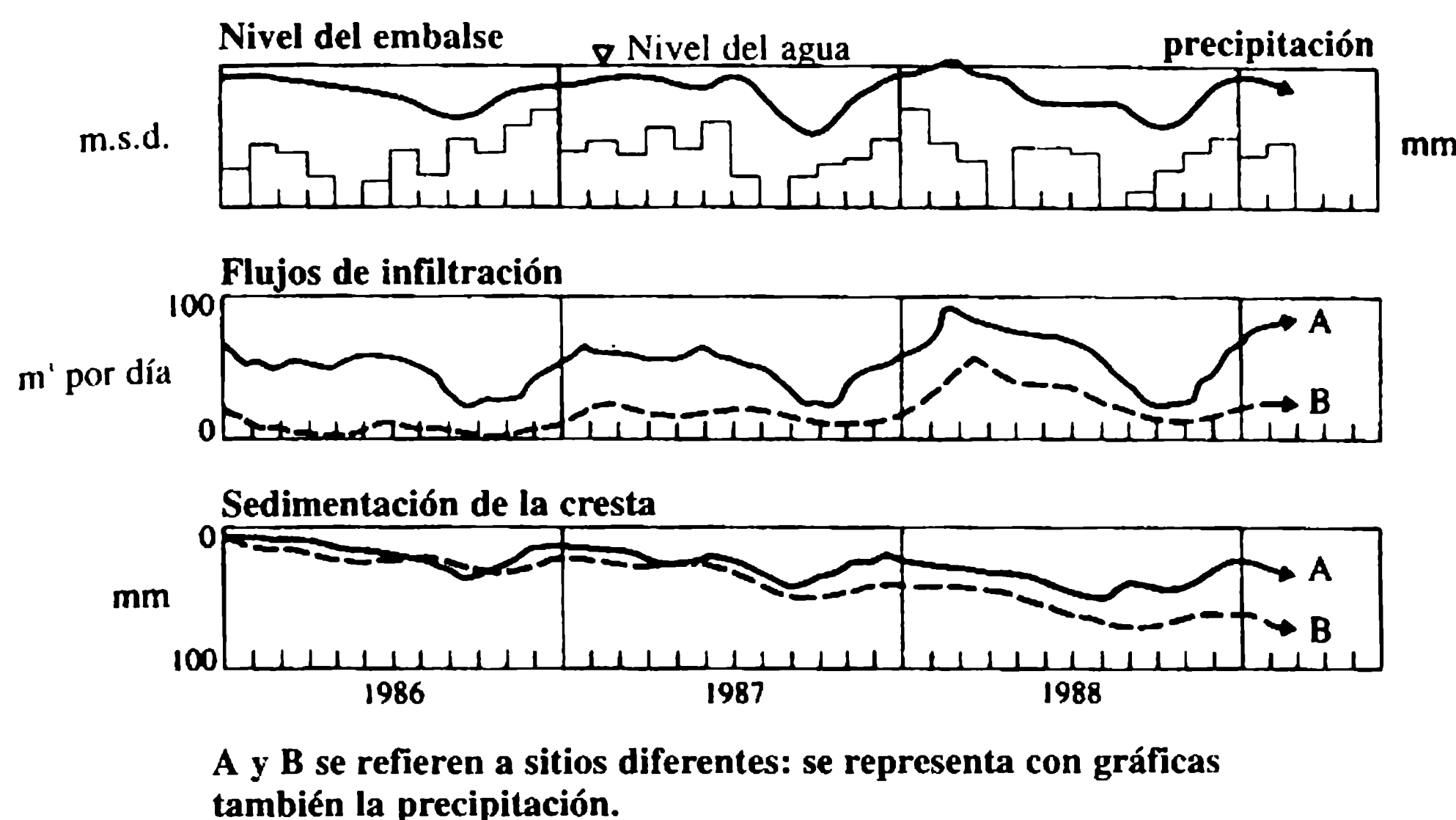
7.3 Vigilancia

Las presas de todos los tipos requieren vigilancia regular para mantenerlas en un estado seguro y operacionalmente eficiente. Como todas las estructuras, están sujetas a un grado de deterioro a largo plazo pero progresivo. En algunas de las más recientes puede ser superficial en cuanto a la integridad estructural, pero debe considerarse la posibilidad de un deterioro interno oculto y serio. Las presas más antiguas fueron diseñadas y construidas con estándares que ya no pueden ser considerados adecuados, por ejemplo, en términos de la capacidad de descarga de su vertedero o de su estabilidad estructural.

El objetivo principal de un programa de vigilancia es minimizar la posibilidad de una falla catastrófica de la presa, detectando a tiempo las insuficiencias de diseño o cambios regresivos en su comportamiento. Un objetivo adicional es ayudar en la programación de un mantenimiento rutinario o, cuando sea necesario, de trabajos remediadores mayores.

Tabla 7.3 Frecuencias de monitoreo representativas

| <i>Parámetros</i>           | <i>Frecuencia</i>   |
|-----------------------------|---|
| Nivel del agua              | Diaria cuando sea posible   |
| Infiltración                | Diaria o semanal  |
| Piezómetros                 | Una o dos veces por semana (en construcción) hasta tres a seis meses (rutina)   |
| Sedimentación – deformación | Diaria (si se sospecha un deslizamiento serio) hasta tres a seis meses (rutina) |



**Figura 7.7** Gráficas de monitoreo representativas: presas de relleno.

La vigilancia abarca la observación y registro regular y frecuente de todos los aspectos del desempeño del servicio de una presa y su embalse. Incluye la observación e inspección rutinaria, el monitoreo y estimación de la infiltración, la información sobre la instrumentación y el registro de toda otra información relevante, incluidos los registros hidrológicos. Menos frecuentes pero más rigurosas son las inspecciones reglamentarias llevadas a cabo por ingenieros especialistas, como parte de un programa de vigilancia integral que puede incluir una investigación completa y una nueva apreciación de la integridad de la presa.

Se puede considerar que lo ideal en una presa grande es la observación externa diaria; en la práctica, problemas de acceso o disponibilidad de personal pueden determinar que las observaciones semanales o aun mensuales sean una meta más realista. Los procedimientos de vigilancia practicados por dos grandes propietarios de presas en el Reino Unido se analizaron en Johnson y Curtis (1982), Beak (1992) y Robertshaw y Dyke (1990).

La inspección de rutina debe cubrir todas las partes de fácil acceso de la presa y sus componentes asociados (vertederos, compuertas, válvulas y estructuras de desagüe). La inspección visual debe extenderse al área aguas abajo de la presa, incluidos los ingletes y estribos, y a cualquiera de las partes del perímetro del embalse en donde se haya determinado que se requiere información. Un esfuerzo adicional puede dirigirse a sitios particulares o signos específicos de algún posible deterioro, por ejemplo fuentes de infiltración o fugas sospechosas. El ingeniero inspector debe estar alerta a los cambios ya sean favorables o desfavorables, entre visitas sucesivas.

La conducción de inspecciones de segundo nivel, es decir, las inspecciones menos frecuentes pero rigurosas llevadas a cabo para cumplir con las disposiciones oficiales u otras obligaciones, está fuera del alcance de este texto. Las rutinas y procedimientos de inspección, incluidas listas de verificación apropiadas para diferentes tipos de presas, se detallan en el Manual SEED (USBR, 1983), Johnston *et al.* (1990) y Kennard, Owens y Reader (1996).

## **7.4 Legislación sobre seguridad de presas**

### **7.4.1 PATRONES LEGALES**

La legislación para tratar la construcción y la operación segura a largo plazo de presas ha cobrado mayor importancia a medida que el número y el tamaño de las presas en riesgo se ha incrementado permanentemente. La situación es más dinámica que estática y la mayoría de los países han introducido o revisado la legislación nacional después de desastres como los identificados en la tabla 7.1.

La legislación nacional ésta enmarcada en uno de los dos siguientes patrones. En el primero, la legislación es precisa y detallada y opera a través de alguna medida de control estatal directo. Puede adoptar un enfoque detallado, prescriptivo sobre los estándares de diseño, construcción, inspección y vigilancia. En tales casos, la supervisión y la inspección periódica pueden ser la responsabilidad de una autoridad estatal o inspectora. En el segundo patrón, la legislación adopta un enfoque mucho menos prescriptivo. El Estado se involucra al mínimo y la mayoría de las responsabilidades se traslada a agencias o autoridades designadas. Un ejemplo de este primer patrón lo proporciona la legislación francesa, mientras que el segundo, con responsabilidad puesta en manos de ingenieros individuales designados, lo ejemplifica el enfoque británico esbozado en la sección 7.4.3.

Las ventajas y desventajas son evidentes en cualquiera de los enfoques. Una inspección centralizada o una oficina de diseño tienen el mérito de asegurar uniformidad en los estándares, pero puede ser insuficientemente flexible y sensible a situaciones específicas y a particularidades de presas individuales. Un sistema que minimiza las prescripciones estatales y transfiere la responsabilidad es, sin embargo, abierto a críticas sobre posible variación en los estándares aplicados. Al revisar la legislación es también importante notar que las medidas de previsión legislativas, por sí mismas, no garantizan seguridad. Una legislación será tan efectiva en la operación tanto como lo permita la estructura administrativa asociada. Debe considerarse en contexto con la perspectiva nacional respecto a la cantidad, edad, tipo, tamaño y propiedad de la población de presas.

La aplicabilidad de cualquier legislación debe definirse con claridad. En general, se prescribe en términos de la capacidad de almacenamiento mínimo del embalse por encima del nivel natural y/o mínima altura de la presa. La legislación también debe ser adecuada para prescribir la responsabilidad de la supervisión apropiada del diseño, construcción y operación y debe detallar las medidas para la vigilancia, principales inspecciones periódicas y abandono de la presa.

### **7.4.2 ENFOQUES NACIONALES REPRESENTATIVOS**

A continuación se resumen algunos ejemplos de enfoques administrativos y legislativos.

En Francia, la legislación inicial de 1898 se ha extendido y revisado a intervalos, en especial, después del desastre de Malpasset. Un comité técnico permanente recomienda sobre el diseño y construcción de las grandes presas, y todas

las presas importantes están sujetas a una inspección anual por parte de un departamento gubernamental. Las disposiciones son detalladas y bastante prescriptivas.

En Suiza, las regulaciones se originaron en 1934 y se han modificado a intervalos subsecuentes. La aplicación de la legislación se confía a un departamento federal que opera junto con consultores y autoridades militares.

En Estados Unidos, las presas federales están sujetas al control de una agencia gubernamental apropiada, por ejemplo, el Cuerpo de Ingenieros. Las presas que no son federales son sujeto de legislación en la mayoría, pero no en todos, los estados. El grado de control que se ejerce a nivel estatal es variable. California impone inspecciones estatales anuales estrictas, mientras que Alabama, en contraste, no tiene medidas legislativas para la seguridad de las presas. Un estudio nacional en Estados Unidos iniciado en 1972 identificó 68 000 presas en 1983, de las cuales alrededor de 40% se consideraba, debido a su localización, que presentaban un peligro potencial considerable. De 8818 presas sometidas a estudio y a una primera inspección, 33% se clasificaron como técnicamente inadecuadas, 2% se calificaron como 'inseguras de emergencia' (Duscha, 1983).

La UNESCO (1967) publicó recomendaciones internacionales sobre la seguridad de las presas, las cuales proporcionan un marco de referencia sugerido para utilizar en la preparación de la legislación nacional. Las recomendaciones sugieren que se debe comisionar a una autoridad nacional que examine y apruebe todas las propuestas para construir, ampliar o reparar presas y responsabilizarse de aprobar las agendas de operación y vigilancia.

#### 7.4.3 LEGISLACIÓN EN EL REINO UNIDO: LA LEY DE EMBALSES (1975)

El marco de referencia legislativo que suscribe la seguridad de presas en el Reino Unido es la Ley de Embalses (HMSO, 1975). Un análisis del sistema británico no puede apartarse de una apreciación de las circunstancias requeridas para que funcione. La densidad de población y el número de embalses en el Reino Unido son relativamente altos, en particular, en las regiones con industria pesada tradicional. Como un factor de complejidad, 83% de las 2500 presas en el Reino Unido sujetas a legislación estatutaria, son presas de relleno de tierra y, por tanto, inherentemente más susceptibles a ciertos riesgos, como rebosamiento por inundación. La edad media de la población de presas es relativamente alta, cercana a los 110 años, y más de 30% de las presas pertenecen a firmas pequeñas o a individuos. Análisis de la incidencia del deterioro y los trabajos remediadores en las presas británicas han sido publicados por Moffat (1982) y Charles (1986). Las características esenciales de la Ley de los Embalses Británicos puede sintetizarse de la siguiente manera:

1. La legislación se aplica a todos los embalses con capacidad de almacenamiento mayor a 25 000 m<sup>3</sup> por encima del nivel natural en cualquier parte del terreno adyacente.



2. El propietario es en su totalidad responsable ante la ley del mantenimiento del embalse en una condición segura.
3. El registro de los embalses y el hacer cumplir la ley son delegados al gobierno local, por lo general a nivel de condado o distrito metropolitano.
4. El diseño y la construcción de nuevos embalses y las inspecciones estatutarias o alteraciones mayores en los embalses existentes deben llevarse a cabo bajo la dirección de un panel de ingenieros designados, por ejemplo, un ingeniero de alta categoría seleccionado en un panel estatutario de especialistas.
5. Las inspecciones obligatorias realizadas por un panel de ingenieros se requieren a intervalos no mayores a los 10 años.
6. Se requiere que los propietarios nombren un ingeniero supervisor, calificado y elegido como tal bajo la ley, para mantener la continuidad de la supervisión y vigilancia entre inspecciones obligatorias.
7. Se requiere que el propietario mantenga registros fundamentales, por ejemplo, niveles de agua, flujos en el vertedero, fugas, etc.
8. El panel de ingenieros designados en el punto 4 tiene la última y única responsabilidad legal para las certificaciones y reportes obligatorios que se requieran de él.

La legislación británica, por consiguiente, proporciona un sistema de vigilancia de dos niveles. La responsabilidad inmediata de la vigilancia recae en manos del ingeniero supervisor, con un panel designado de ingenieros responsable de las inspecciones obligatorias periódicas. En el curso de la última, el panel de ingenieros puede iniciar investigaciones tan rigurosas y detalladas como considere necesario, por ejemplo, la revaluación de la capacidad del vertedero, etc. La característica más valiosa en el enfoque británico es el principio de invertir con responsabilidad estatutaria para inspecciones al panel de ingenieros, motivando así la rapidez y flexibilidad de la respuesta.

## **7.5 Análisis de riesgo asociado a los embalses**

### **7.5.1 CLASIFICACIÓN DE LOS PELIGROS EN EMBALSES**

En la actualidad es común clasificar los riesgos del embalse en función de la escala de las pérdidas humanas y económicas anticipadas en el evento de una falla catastrófica de la presa. A menudo, el nivel de riesgo se valora con subjetividad y se clasifica en categorías descriptivas, por ejemplo, ‘baja’, ‘significativa’ o ‘alta’ (USBR, 1988). Un elemento de discreción puede aplicarse para definir el régimen de vigilancia aplicada a una presa específica. Las limitaciones implícitas en tal valoración y clasificación subjetivas son evidentes.

Una valoración más rigurosa de los riesgos de embalses podría forzar una contribución mayor a la efectividad de los programas de vigilancia de presas. En particular, el análisis de riesgo de embalses puede ser una ayuda valiosa a fin de ordenar las prioridades para la asignación de los limitados recursos disponibles para trabajos remediadores o para la vigilancia. En la planeación de contingencia pueden em-

plearse análisis de riesgos detallados y más explícitos, que abarquen escenarios de emergencia para embalses de alto riesgo seleccionados. Este último puede incluir la preparación de mapas de inundación (sección 7.5.2).

El nivel de riesgo nominal puede expresarse de manera adecuada en términos de dos determinantes principales, el riesgo estimado de ruptura catastrófica y/o la pérdida (o costo) predicha en el peor evento. Los niveles de riesgo se comparan o se ordenan fácilmente con relación ya sea al riesgo o a la pérdida según el parámetro considerado decisivo. (Con respecto a la selección de la inundación de diseño para la selección del tamaño del vertedero, se deben consultar la sección 4.2 y la tabla 4.1).

Varias opciones se han desarrollado para el análisis de riesgo en embalses, abarcando desde las expresiones más simples que involucran la capacidad de almacenamiento y la altura de la presa hasta técnicas sofisticadas de estimación probabilística de riesgo EPR (PRA, probabilistic risk assessment). Las metodologías de la EPR se han deducido a partir de las desarrolladas para la evaluación del peligro en actividades de alto riesgo o delicadas, por ejemplo, en la industria nuclear. Las opciones del análisis de riesgos se analizan en Moffat (1988), con propuestas para una clasificación cuantitativa del riesgo del embalse (CCR). Dicha clasificación se concibe como una expresión semirrigurosa pero relativamente simple, con la intención principal de jerarquizar los niveles de riesgo y prioridades dentro de una población de presas. Está diseñada principalmente para aplicación general en las inspecciones de primer nivel y para la identificación de los embalses de alto riesgo. En su forma más elaborada también está destinada a una aplicación selectiva más rigurosa de segundo nivel en situaciones de alto riesgo.

Metodologías alternativas para estimación de riesgos en embalses se han analizado y revisado con amplitud (Binnie y Partners, 1992). La aplicación de técnicas de estimación rápidas relativamente simples para la clasificación de riesgos en poblaciones de presas en riesgo potencial se abordan en Thompson y Clark (1994).

### 7.5.2 RUPTURA DE PRESAS Y MAPAS DE INUNDACIÓN

La extensión del análisis de riesgo para incluir la planeación de contingencia de la ruptura de presas es un tópico muy delicado. Sin embargo, es un paso lógico y prudente cuando se aplica selectivamente a embalses con una llanura de inundación populosa y vulnerable. Los análisis rigurosos de ruptura de presas involucran una consideración balanceada de parámetros hidrológicos, hidráulicos, ambientales, geotécnicos y estructurales aplicables a la presa y a la planicie de inundación en estudio. Una primera aproximación empírica de las características de la formación de brechas en presas de relleno se sugiere en MacDonald y Langridge-Monopolis (1984); una aproximación alternativa inicial se presenta en Dewey y Gillette (1993). La propagación de la onda de inundación dependiente del tiempo puede modelarse utilizando *software* tal como el programa DAMBRK del Servicio Nacional de Climatología de Estados Unidos (Fread, 1984) y sus derivados, como DAMBRK UK desarrollado para el Departamento del Medio Ambiente del Reino Unido en 1989.



Mapas de la inundación debida a una ruptura de presa se han elaborado para embalses de alto perfil en varios países. En la mayoría de los casos, tales ejercicios se han conducido con miras a la preparación de planes de contingencia y servicios de emergencia. Ejemplos de experiencia en mapas de inundación en el Reino Unido, donde las circunstancias son tales que presas muy modestas pueden representar un riesgo *potencial* significativo en virtud de su localización con relación a los centros de población, se describe en Tarrant *et al.* (1994) y Claydon, Walker y Bulmer (1994).

## Referencias

- Beak, D.C. (1992) Implementation of the Reservoirs Act 1975 and monitoring of dams, in *Proceedings of the Conference on Water Resources and Reservoir Engineering*, British Dam Society, London, pp. 287-300.
- Binnie & Partners (1992) *Review of Methods and Applications of Reservoir Hazard Assessment*, Report, Contract PECD 7/7/309, Department of the Environment, London.
- Charles, J.A. (1986) The significance of problems and remedial works at British earth dams, in *Proceedings of the Conference 'Reservoirs 86'*, British National Committee on Large Dams, London, pp. 123-41.
- Charles, J.A., Tedd, P. and Watts, K.S. (1992) The role of instrumentation and monitoring in safety procedures for embankment dams, in *Proceedings of the Conference on Water Resources and Reservoir Engineering*, British Dam Society, London.
- Claydon, J.R., Walker, R.A. and Bulmer, A.J. (1994) Contingency planning for dam failure, in *Proceedings of the Conference 'Reservoir Safety and the Environment'*, ICE, British Dam Society, London, pp. 224-35.
- Dewey, R.L. and Gillette, D.R. (1993) Prediction of embankment dam breaching for hazard assessment, in *Proceedings of the Conference on Geotechnical Practice in Dam Rehabilitation*, Geotechnical Special Publication 35, American Society of Civil Engineers, New York.
- Dunnicliff, J. (1988) *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*, Wiley, New York.
- Duscha, L.A. (1983) National program of inspection of non-federal dams, in *Proceedings of the Conference on New Perspectives on the Safety of Dams*, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA, 14. pp.
- Evans, J.D. and Wilson, A.C. (1992) The instrumentation, monitoring and performance of Roadford Dam during construction, in *Proceedings of the Conference on Water Resources and Reservoir Engineering*, British Dam Society, London.
- Fread, D.L. (1984) *DAMBRK: the NWS Dambreak Flood Forecasting Model*, US National Weather Service, Washington, DC.
- Hanna, T.H. (1985) *Field Instrumentation in Geotechnical Engineering*, Transtech, Claus-thal.
- HMSO (1975) *The Reservoirs Act*, Her Majesty's Stationery Office, London, and associated Statutory Instruments.
- ICOLD (1974) *Lessons from Dam Incidents*, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1987) *Dam Safety Guidelines*, Bulletin 59, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1988) *Dam Monitoring: General Considerations*, Bulletin 60, International Commission on Large Dams, Paris.

- ICOLD (1992) *Improvement of Existing Dam Monitoring*, Bulletin 87, International Commission on Large Dams, Paris.
- Jansen, R.B. (1980) *Dams and Public Safety*, US Water and Power Resources Service, Denver, CO.
- Johnson, F.G. and Curtis, G.R. (1982) Surveillance of an authority's reservoirs, in *Proceedings of the Conference 'Reservoirs 82'*, British National Committee on Large Dams, London, Paper 6.
- Johnston, T.A., Millmore, J.P., Charles, J.A. and Tedd, P. (1990) *An Engineering Guide to the Safety of Embankment Dams in the United Kingdom*, Report C1/StB 187, Building Research Establishment, Garston.
- Kennard, M.F., Owens, C.L. and Reader, R.A. (1996) *Engineering Guide to the Safety of Concrete and Masonry Dam Structures in the UK*, Construction Industry Research and Information Association Report 148, London.
- MacDonald, T.C. and Langridge-Monopolis, J. (1984) Breaching characteristics of dam failures. *Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers*, 110 (5), 576-86.
- Millmore, J.P. and McNicol, R. (1983) Geotechnical aspects of the Kielder dam. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1*, 74, 805-36.
- Moffat, A.I.B. (1982) Dam deterioration: a British perspective, in *Proceedings of the Conference 'Reservoirs 82'*, British National Committee on Large Dams, London, Paper 8.
- Moffat, A.I.B. (1988) Embankment dams and concepts of reservoir hazard analysis. in *Proceedings of the Conference 'Reservoir 88'*, British National Committee on Large Dams, London, Paper 6.4.
- Penman, A.D.M. (1989) The design and use of instrumentation, in *Proceedings of the Conference on Clay Barriers for Embankment Dams*, Thomas Telford, London, pp. 131-48.
- Penman, A.D.M. and Kennard, M.F. (1981) Long-term monitoring of embankment dams in Britain, in *Proceedings of the ASCE Conference 'Recent Developments in Geotechnical Engineering for Hydro Projects'*, American Society of Civil Engineers, New York, pp. 46-67.
- Robertshaw, A.C. and Dyke, T.N. (1990) The routine monitoring of embankment dam behaviour, in *Proceedings of the Conference on the Embankment Dam*, British Dam Society, London, pp. 177-84.
- Serafim, J.L. (ed. ) (1984) *Safety of Dams*, Proceedings of the International Conference, Coimbra, Balkema, Rotterdam.
- Tarrant, F.R., Hopkins, L.A. and Bartlett, J.M. (1994) Inundation mapping for dam failure – lessons from UK experience, in *Proceedings of the Conference 'Reservoir Safety and the Environment'*, British Dam Society, London, 282-91.
- Thompson, G. and Clark, P.B. (1994) Rapid hazard ranking for large dams, in *Proceedings of the Conference 'Reservoir Safety and the Environment'*, British Dam Society, London, 306-15.
- UNESCO (1967) *Recommendations Concerning Reservoirs*, UN Educational Scientific, and Cultural Organization, Paris.
- USBR (1983) *Safety Evaluation of Existing Dams*, US Bureau of Reclamation, Denver, CO.
- USBR (1988) *Downstream Hazard Classification Guidelines*, ACER Technical Memorandum 11, US Bureau of Reclamation, Denver, CO.

# Parte dos

## Otras estructuras hidráulicas

# Ingeniería de ríos 8

Dado que el tema de la ingeniería de ríos es uno de los más extensos, en este texto sólo se abordarán algunos de los aspectos más importantes. Otros capítulos se ocupan de estructuras que por lo general son consideradas como parte integral de la ingeniería de ríos: obras de desviación, incluyendo tomas (capítulo 9); drenaje transversal y estructuras de caída (capítulo 10); navegación interior (capítulo 11). Así, sólo los métodos de hidrometría, es decir, la medida de niveles de agua y del lecho, caudales y calidad del agua, con sus estructuras asociadas, como también las estructuras de mejoramiento, por ejemplo las estructuras diseñadas principalmente para crear una geometría favorable y condiciones cinemáticas, o ayudas a la navegación y control de inundaciones se analizan brevemente en este capítulo.

## 8.1 Introducción

Como éste es un capítulo introductorio a todo el tema de la ingeniería de ríos, algunos principios básicos del flujo en canales abiertos y un examen breve de la morfología de ríos y el régimen y tránsito de inundaciones también se abordan en las siguientes secciones.

La principal razón de la complejidad de la ingeniería de ríos es que el flujo en un río aluvial no tiene en realidad fronteras y geometría fijas comparado, por ejemplo, con el flujo en tuberías o el flujo en canales abiertos con sección constante y fija. Se añade a lo anterior la complejidad introducida por el cambio de la rugosidad del contorno en corrientes que transportan sedimentos y la dependencia entre flujo de agua y la descarga de sedimentos y la disponibilidad de sedimentos, que incrementa considerablemente las dificultades de un riguroso tratamiento de la hidráulica del flujo en un sistema aluvial. Es, por tanto, poco sorprendente que, a pesar de los esfuerzos investigativos permanentes y sustanciales, el conocimiento en el campo del transporte de sedimentos y la morfología de ríos, sea aún un tanto superficial. Sin embargo, el crecimiento de bancos de datos junto con la aplicación de principios físicos y el análisis asistido por computadora son avances permanentes en la capacidad para manejar problemas de diseño en ingeniería de ríos (Kennedy, 1983), que en el presente además dependen (y siempre dependerán) en gran medida de la experiencia.

## 8.2 Principios básicos del flujo en canales abiertos

### 8.2.1 DEFINICIONES

El flujo en canales abiertos puede ser laminar o turbulento, dependiendo del valor del número de Reynolds  $Re = VR/\nu$ , donde  $V$  es la velocidad media del flujo,  $R$  es el radio hidráulico  $R = A/P$  ( $A$  es el área de la sección normal a la dirección del flujo y  $P$  es el perímetro mojado) y  $\nu$  es el coeficiente de viscosidad cinemática. En ríos y canales existe de forma invariable flujo turbulento. Por otra parte, el flujo en canales abiertos puede ser permanente si el caudal,  $Q$ , es sólo una función de la distancia (o constante), y no permanente si  $Q$  es también una función del tiempo  $t$ . Además, el flujo permanente puede ser uniforme (con  $Q$  y la profundidad  $y$ , y por tanto, velocidad  $V = Q/A$  constantes) o no uniforme. El flujo no uniforme puede ser de variación rápida o gradual ( $Q = \text{constante}$ ,  $V$  y  $y$  varían con la posición  $x$ ) o variación espacial [ $Q = f(x)$ ]. El flujo en cauces naturales es de ordinario no permanente, mientras que el flujo en ríos canalizados y canales es predominantemente permanente uniforme o no uniforme. El flujo también puede ser supercrítico ( $Fr > 1$ ) o subcrítico ( $Fr < 1$ ), donde  $Fr$  es el número de Froude definido como  $Fr^2 = \alpha Q^2 B / g A^3$ , con  $B$  el ancho de la superficie libre y  $\alpha$  el coeficiente de Coriolis obtenido de la distribución de velocidades en la sección. En ríos y canales en la mayoría de los casos es subcrítico. En general, los canales son canales abiertos prismáticos, mientras que los ríos son no prismáticos. Los contornos de los canales abiertos formados por el fondo y los lados pueden ser fijos, por ejemplo el canal revestido en concreto, o variables, como en ríos o canales no revestidos sobre material aluvial.

### 8.2.2 ALGUNAS ECUACIONES BÁSICAS

Sólo unos pocos conceptos básicos pueden ser mencionados. Para un tratamiento más amplio y extenso se remite al lector a un libro sobre la materia, por ejemplo, Chadwick y Morfett (1993), Featherstone y Nalluri (1995), Henderson (1966), Novak (1986) y Chow (1983).

Para un flujo uniforme, la pendiente de la solera,  $S_0$ , el gradiente de energía,  $S_e$ , y la pendiente de fricción,  $S_f$ , son todos iguales.

Al denominar  $\tau_0$  los esfuerzos cortantes medios sobre el perímetro  $P$  del canal y la relación  $A/P = R$  (radio hidráulico), del balance entre la gravedad y la resistencia a la fricción se obtiene:

$$\tau_0 = \rho g R S_0 = \rho U_*^2 \quad (8.1)$$

donde  $U_*$  es la velocidad al corte.

Para un flujo turbulento completamente desarrollado  $\tau_0 \propto V^2$ , la ecuación (8.1) conduce a la muy conocida ecuación de Chézy para flujo uniforme:

$$V = C(R S_0)^{1/2} \quad (8.2)$$

(las dimensiones de  $C$  son  $L^{1/2}T^{-1}$ ).

El 'coeficiente'  $C$  puede ser expresado como:

$$C = (8g/\lambda)^{1/2} \quad (8.3)$$

donde  $\lambda$  es el coeficiente de fricción en la ecuación de Darcy-Weisbach:

$$h_f = (\lambda L/D) V^2/2g = \lambda L V^2/8gR. \quad (8.4)$$

$\lambda$  puede ser expresado a partir de la teoría de la capa límite como:

$$1/\lambda^{1/2} = 2 \log \left[ 6R / \left( \frac{k}{2} + \delta'/7 \right) \right] \quad (8.5)$$

donde  $k$  es el 'tamaño' de las rugosidades y  $\delta'$  ( $= 11.6\nu/U_*$ ) es el espesor de la subcapa laminar.

Otra expresión de uso frecuente es la ecuación de Manning, la cual utiliza una constante  $n$  que es función de la rugosidad.

$$V = (1/n) R^{2/3} S_0^{1/2} \quad (8.6)$$

(es decir,  $C = R^{1/6}/n$ ; las dimensiones de  $n$  son  $T L^{-1/3}$ ). De acuerdo con Strickler,  $n \approx 0.04d^{1/6}$ , donde  $d$  es el tamaño (en metros) de las rugosidades (sedimentos) (ejemplo 8.1).

De las ecuaciones (8.1), (8.2) y (8.3) se obtiene:

$$U_* = V(\lambda/8)^{1/2}. \quad (8.7)$$

A partir de la ecuación de Bernoulli se deduce que para un canal no prismático y con flujo no uniforme:

$$-S_0 + dy/dx - (\alpha Q^2/gA^3)[B dy/dx + (\partial A/\partial b)(db/dx)] + S_f = 0$$

de manera que:

$$dy/dx = [S_0 - S_f + (\alpha Q^2/gA^3)(\partial A/\partial b)(db/dx)]/(1 - Fr^2). \quad (8.8)$$

Para un canal prismático,  $db/dx = 0$ , y la ecuación (8.8) se reduce a:

$$dy/dx = (S_0 - S_f)/(1 - Fr^2). \quad (8.9)$$

Al introducir la conductividad hidráulica del canal,  $K = CAR^{1/2}$  (es decir, el caudal para pendiente = 1), la ecuación (8.9) se convierte en:

$$dy/dx = S_0 \{ [1 - (K_0/K)^2]/(1 - Fr^2) \} \quad (8.10)$$

[la ecuación (8.10) implica que  $\tau_0 = \rho g R S_f$  — ecuación (8.1) — también como  $\tau_0 = \rho g R_0 S_0$ ]. La ecuación (8.10) puede ser usada de forma conveniente para analizar y calcular varios perfiles de flujo no uniforme, ya que por lo general  $K^2 \propto y^N$ , donde el exponente  $N$  es llamado exponente hidráulico. Los métodos numéricos también pueden ser utilizados para resolver la ecuación (8.9) u (8.10) para canales no prismáticos.



Para el flujo no permanente, el tratamiento de la ecuación de continuidad y la ecuación de Bernoulli produce (ecuación de Saint Venant):

$$S_f = S_0 - \partial y / \partial x - (V/g)(\partial V / \partial x) - (1/g)(\partial V / \partial t). \quad (8.11)$$

El primer término del miembro de la derecha de la ecuación (8.11) indica flujo uniforme y los tres primeros términos indican flujo no uniforme. A partir de la ecuación de continuidad se concluye que un cambio del caudal en  $\Delta x$  debe ser acompañado por un cambio en la profundidad en  $\Delta t$ , es decir:

$$\partial Q / \partial x + B \partial y / \partial t = 0 \quad (8.12)$$

(si no hay caudal lateral en  $\Delta x$ ); así:

$$A \partial V / \partial x + V \partial A / \partial x + \partial y / \partial t = 0. \quad (8.13)$$

El primer término del miembro izquierdo de la ecuación (8.13) representa el prisma de almacenamiento y el segundo la cuña de almacenamiento (sección 8.6).

Para un canal rectangular, la ecuación (8.13) se convierte en:

$$y \partial V / \partial x + V \partial y / \partial x + \partial y / \partial t = 0. \quad (8.14)$$

La solución de las ecuaciones anteriores sólo puede alcanzarse mediante la aplicación de técnicas numéricas, por ejemplo, en su forma de diferencias finitas (Cunge, Holly y Verwey, 1980).

En el caso de flujo no permanente rápidamente variado, se forma una onda que tiene un frente empinado con una sustancial pérdida de energía (análogo al movimiento de un resalto hidráulico). De las ecuaciones de *momentum* y de continuidad ( $y_1$  y  $V_1$  se refieren a la sección por delante de la onda de altura  $\Delta y$  moviéndose con celeridad  $c$ ),

$$c = -V_1 \pm \{g[(A_1 + \Delta A) \Delta y / \Delta A + (A_1 + \Delta A)y_1 / A_1]\}^{1/2}. \quad (8.15)$$

Para una sección rectangular, la ecuación (8.15) se convierte en:

$$c = -V_1 \pm [g(y_1 + 3\Delta y / 2 + \Delta y^2 / 2y_1)]^{1/2} \quad (8.16)$$

que para pequeñas ondas (es decir, en canales de navegación) se convierte en:

$$c \approx -V_1 \pm [g(y_1 + 3\Delta y / 2)]^{1/2}. \quad (8.17)$$

Para la velocidad de flujo  $V_1 = 0$  y un pequeño valor  $\Delta y$ , la ecuación (8.17) se reduce a  $c \approx (gy_1)^{1/2}$ .

### 8.2.3 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Un estudio completo del transporte de sedimentos en canales abiertos está claramente fuera del alcance de este texto, pero se han incluido algunos aspectos fundamentales.

Desde el punto de vista de la fuente de sedimentos, el transporte puede ser dividido en carga de lavado que consta de material muy fino que se mueve en suspensión en ríos y canales, y carga de material del lecho que se mueve como carga del lecho o de fondo y carga suspendida, dependiendo de la velocidad y del tamaño de los sedimentos. Para la ingeniería de ríos y canales de navegación, la carga de material del lecho es el elemento más importante del transporte de sedimentos, ya que determina la erosión morfológica y los aspectos de sedimentación; la carga suspendida puede ser importante en la ingeniería de ríos sólo en la sedimentación de embalses y, excepcionalmente, en la sedimentación en la toma de los canales.

Las principales propiedades de los sedimentos y el transporte de los mismos son el tamaño de sedimentos ( $d$ ), la forma, la densidad  $\rho_s$  (en general  $2650 \text{ kg m}^{-3}$ ), la velocidad de asentamiento ( $w_s$ ), densidad de cuerpo y porosidad, y concentración de sedimentos ( $C$ ) (volumétrica, en ppm, o  $\text{mg l}^{-1}$ ). De acuerdo con el tamaño, se distinguen de ordinario la arcilla ( $0.5 \mu\text{m} < d < 5 \mu\text{m}$ ), los limos ( $5 \mu\text{m} < d < 60 \mu\text{m}$ ), la arena ( $0.06 \text{ mm} < d < 2 \text{ mm}$ ) y las gravas ( $2 \text{ mm} < d < 60 \text{ mm}$ ).

La velocidad de asentamiento puede ser expresada aproximadamente por la ecuación:

$$w_s = (4gd\Delta/3C_D)^{1/2} \quad (8.18)$$

donde  $\Delta = (\rho_s - \rho)/\rho$  y  $C_D$  es un coeficiente de arrastre que depende del número de Reynolds  $Re = w_s d/\nu$ . Para valores de  $Re < 1$  (sedimentos muy finos)  $C_D = 24/Re$  que es la ley de Stokes, mientras que para grandes tamaños con  $Re > 10^3$   $C_D$  se vuelve constante y es sólo una función de la forma del grano (usualmente  $C_D \approx 1.3$  para partículas de arena). La velocidad de asentamiento varía, por tanto, desde  $d^{1/2}$  a  $d^2$ .

El umbral del movimiento de sedimentos (movimiento incipiente) está dado por un valor crítico del esfuerzo cortante que, para un fondo plano, esté dado por el criterio de Shields:

$$\tau_c = c(\rho_s - \rho)gd \quad (8.19)$$

donde, de acuerdo con varios autores,  $c$  varía entre 0.04 y 0.06. La condición de validez de la ecuación (8.19) es que  $Re (=wd/\nu) > 10^3$ . Como, a partir de la ecuación (8.1),  $\tau_0/\rho = U_*^2$ , la ecuación (8.19) puede ser escrita como:

$$Fr_d^2 = U_*^2/gd\Delta = c. \quad (8.20)$$

Para una partícula de sedimento sobre una pendiente (por ejemplo, la pendiente lateral de un canal) inclinada un ángulo  $\beta$  con respecto a la horizontal, el esfuerzo cortante crítico se reduce por un factor de  $\{1 - (\sin^2 \beta / \sin^2 \varphi)\}^{1/2}$ , donde  $\varphi$  es el ángulo de estabilidad natural (ángulo de reposo) del material no cohesivo. (Para la estabilidad, naturalmente  $\beta < \varphi$ ). El valor medio de  $\varphi$  es cerca de  $35^\circ$ .

Por otra parte, el máximo esfuerzo cortante inducido por el flujo sobre una pendiente lateral de un canal es, en general, sólo cerca de  $0.75\rho g y S$  [en lugar de  $\rho g R S$  que se aplica para el lado de canales anchos – ecuación (8.1) y ejemplo 8.2]. Así, en el diseño de un canal estable en material aluvial es necesario averiguar si la estabilidad del lecho o la de las pendientes laterales es la crítica para la estabi-

lidad del canal. En un canal que no sea recto los esfuerzos cortantes críticos se reducen aún más por un factor entre 0.6 y 0.9 (0.6 se aplica cuando el canal es muy sinuoso).

Durante décadas se han realizado investigaciones sobre el transporte de carga del lecho sin que se disponga de una ecuación en realidad satisfactoria que abarque todos los casos para relacionar el fluido y las propiedades del sedimento. Este hecho se debe principalmente a la complejidad del problema incluido el efecto de las diferentes formas del lecho sobre el modo y la magnitud del transporte de la carga del lecho, la naturaleza estocástica del problema y la dificultad de verificar las investigaciones de laboratorio en el prototipo. Sin embargo, se han realizado avances sustanciales. La mayoría de los enfoques utilizados pueden ser reducidos a una correlación entre el parámetro de transporte de sedimentos,  $\phi = q_s / d^{3/2} (g\Delta)^{1/2}$ , donde  $q_s$  es el transporte de sedimentos (en  $\text{m}^3 \text{s}^{-1} \text{m}^{-1}$ ) y  $Fr_d^2 = 1/\psi = U_*^2 / \Delta g d$ , donde  $\psi$  es denominado parámetro de flujo [ $\psi$  puede también contener un parámetro adicional —el factor de rizos— para considerar el efecto de la forma del lecho (Graf, 1984)]. En muchas correlaciones, el exponente  $Fr_d^2$  varía entre 2 y 3, es decir, varía como  $V^n$  con  $4 < n < 6$ , demostrando la importancia de un buen conocimiento del campo de velocidad en la modelación y cálculo del transporte de la carga del lecho, en particular cuando se utilizan modelos bidimensionales o tridimensionales.

Ejemplos de correlaciones simplificadas de  $\phi$  y  $\psi$  son la ecuación de Meyer-Peter y Muller:

$$\phi = (4/\psi - 0.188)^{3/2}, \quad (8.21)$$

la ecuación de Einstein-Brown:

$$\phi = 40\psi^{-3} \quad (8.22)$$

y la ecuación de Engelund-Hansen:

$$\phi = 0.4\psi^{-5/2}/\lambda. \quad (8.23)$$

Se debe hacer énfasis en que la aplicación completa de las ecuaciones anteriores y otras ecuaciones más sofisticadas requieren más estudios (por ejemplo, Ackers, 1983; Garde y Ranga Raju, 1985; Graf, 1984; Vanoni, 1975); las ecuaciones son aquí citadas sólo para mostrar la correlación y tendencia.

Así, aunque la relación entre el transporte de sedimentos del lecho y el flujo y aun la relación entre la resistencia hidráulica y la forma de los canales sedimentarios, en particular la configuración del lecho (que a su vez es una función de las características del sedimento y la descarga), son ampliamente conocidas, la tercera ecuación utilizada para el cálculo de canales aluviales, relacionando los parámetros de flujo y la resistencia a la erosión de las bancas, todavía elude extensamente una formulación basada en la física. Sin embargo, el concepto de potencia mínima de la corriente y otros métodos de optimización muestran ser más promisorios en este campo, donde de otra manera se regresa a las ecuaciones de la teoría del régimen (sección 8.3) que sintetizan las funciones físicas en grupos de fórmulas que describen la geometría del canal (Ackers, 1983).

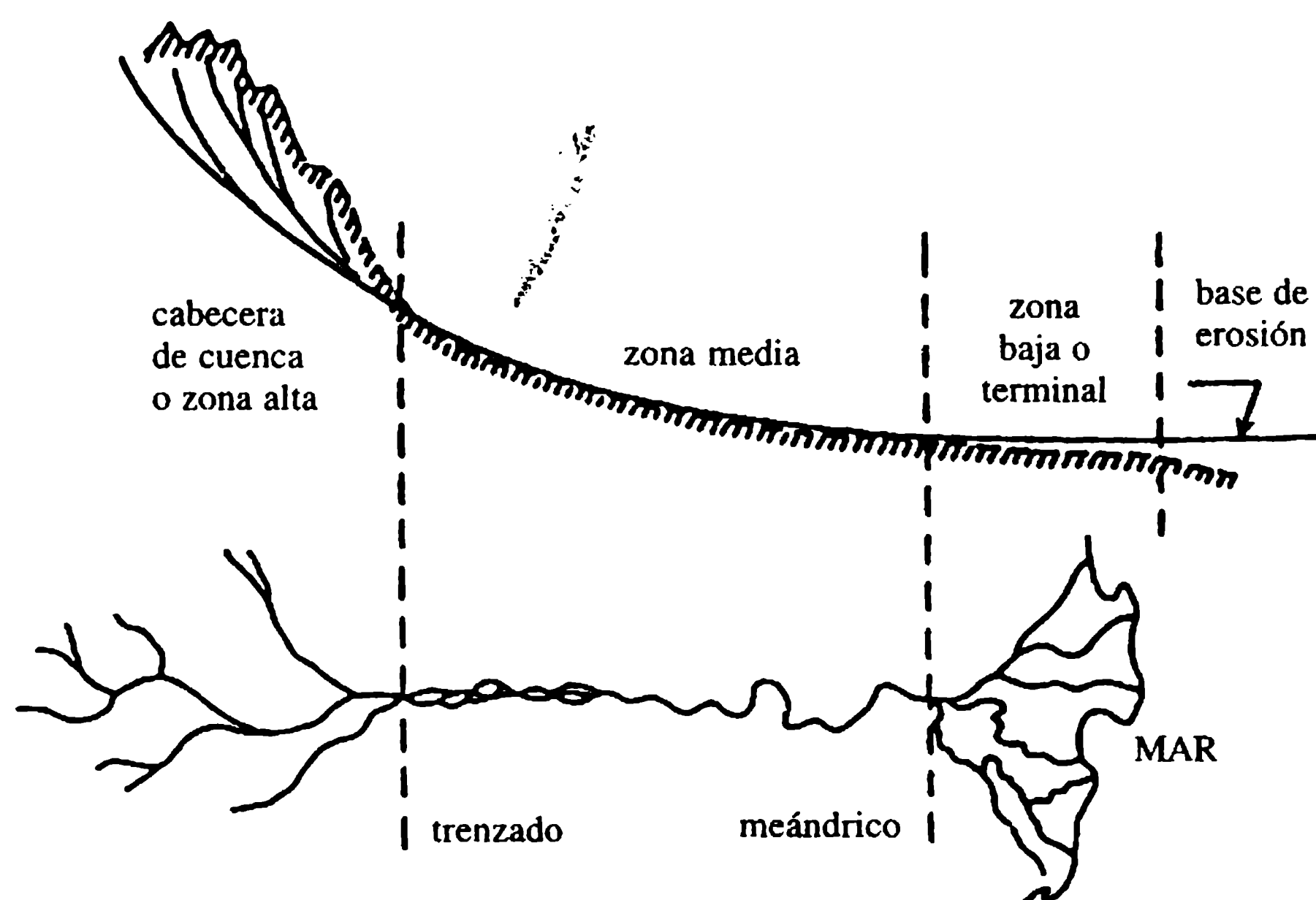
La morfología de ríos se relaciona con la configuración y geometría del canal y el perfil longitudinal; es dependiente del tiempo y varía en particular con la descarga, la entrada y características de los sedimentos y el material de la banca.

La morfología de ríos puede ser muy influenciada por las obras de ingeniería, aunque dicha influencia no necesariamente es benéfica. Los cauces naturales son rectos (por lo general sólo en tramos muy cortos), con meandros, es decir constan de una serie de curvas de curvatura alternada conectadas por tramos cortos, rectos (cruces), o trenzados, es decir, el río se divide en varios canales que de continuo se unen y se separan. Las varias etapas de un río esquematizado (de Vries, 1985) se presentan en la figura 8.1.

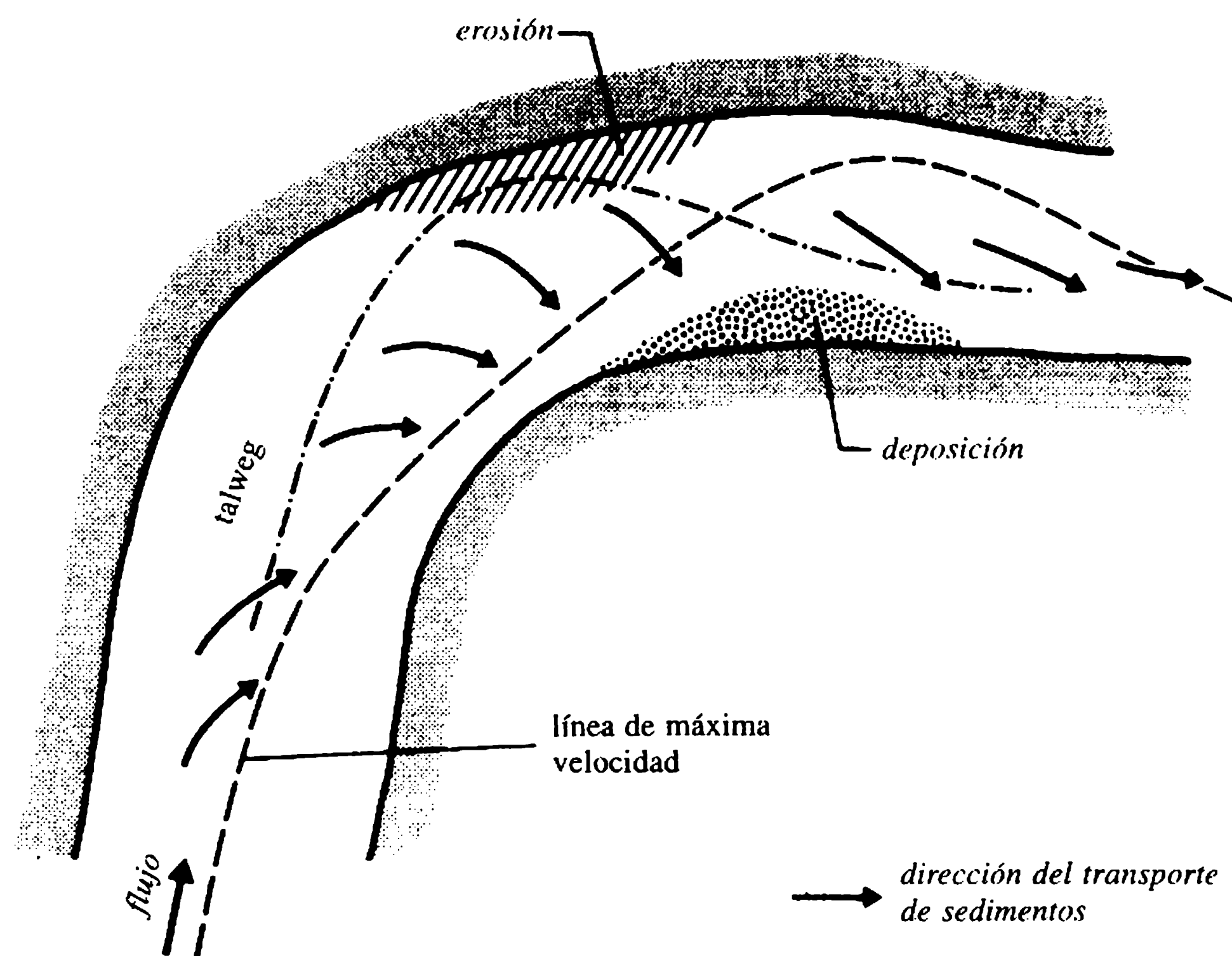
Las curvas pueden ser divididas en libres (superficial), limitadas (confinadas) y forzadas (deformadas), con relaciones de radio de curvatura a ancho que varían desde cerca de 3 (forzado) a cerca de 7.5 (limitado) (5 para curvas libres). En curvas libres y limitadas, la profundidad se incrementa de forma gradual hasta un máximo aguas abajo del vértice de la curva; las curvas se caracterizan por tener flujo en espiral y secciones triangulares, con la máxima profundidad y velocidad en la banca cóncava, y máximo transporte de sedimentos en la banca convexa y el *talweg* (línea de máxima profundidad) desviándose de la línea central del río, como se muestra en la figura 8.2.

Los cruces son tramos relativamente rectos entre curvas alternas y son casi de sección rectangular (figura 8.3).

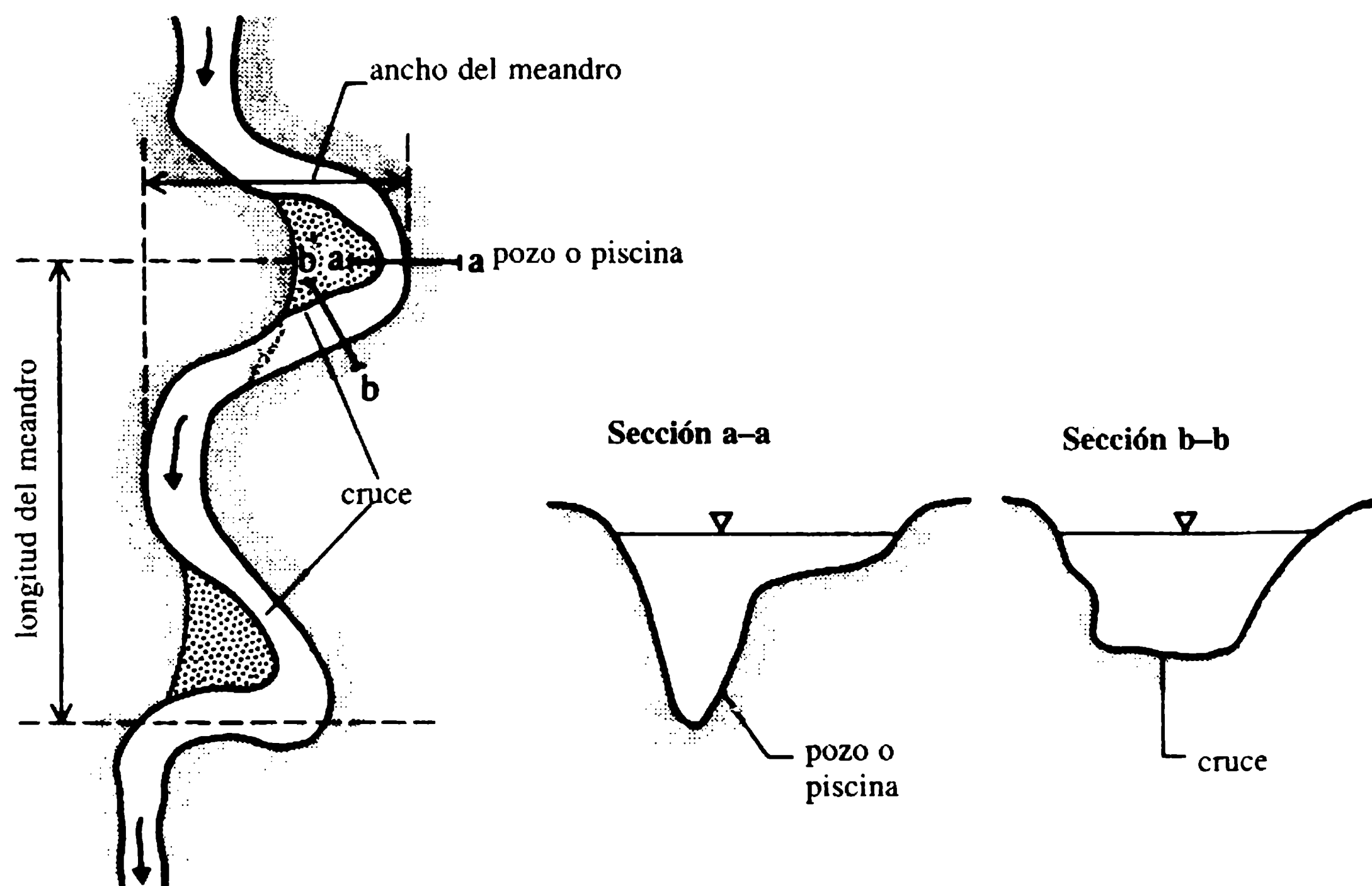
Los ríos con meandros por lo general tienen una relación de longitud del canal a longitud del valle mayor que 1.5 (Petersen, 1986) y la longitud del meandro (la distancia entre vértices de curvas alternas) cerca de 10 veces el ancho del cauce. La relación de la longitud del meandro al ancho varía entre 2 y 4 [para más detalles ver, por ejemplo, Jansen, van Bendegom y van den Berg (1979)].



**Figura 8.1** Río esquematizado (Vries, 1985).



**Figura 8.2** Flujo en una curva.



**Figura 8.3** Cauce meándrico.

En ríos, la velocidad media en una sección transversal varía, desde cerca de  $0.5 \text{ m s}^{-1}$  para bajos flujos a  $4.0 \text{ m s}^{-1}$  en inundaciones, pero estos son valores excepcionales. De ordinario, la máxima velocidad en una sección excede el valor medio entre un 25-30%.

El régimen de un río se relaciona con la geometría del canal. Un río aluvial se considera que está en régimen si su canal es estable en un promedio largo de tiempo. Los cambios en periodos cortos ocurrirán con cambios de caudal y transporte de sedimentos, y aquí el concepto de ‘estabilidad’ difiere con claridad del que se definió como el límite crítico de la fuerza tractiva que no implica el concepto de movimiento de sedimentos en el lecho y en las bancas.

La sección transversal y la pendiente longitudinal de un canal en régimen serán funciones principales de la descarga, con el ancho  $B$ , profundidad  $y$  y pendiente  $S$ , variables que proveen tres grados de libertad para su ajuste. La relación entre estos tres parámetros y el caudal —que proceden en el sistema de un río con la dirección aguas abajo— se han basado en su mayor parte en las mediciones realizadas en la India y por lo general se expresa como (Blench, 1969).

$$B \propto Q^{1/2}, \quad (8.24a)$$

$$y \propto Q^{1/3}, \quad (8.24b)$$

$$S \propto Q^{-1/6}. \quad (8.24c)$$

Lacey y Pemberton (Ackers, 1983) generalizaron la ecuación básica de régimen en:

$$V = aR^{(b+1)/2}S^b \quad (8.25)$$

donde  $a$  y  $b$  varían con el diámetro de los sedimentos. El exponente  $b$  es  $1/4 < b < 1$  con el límite inferior para  $d > 2 \text{ mm}$  y el superior para  $0.2 \text{ mm} > d > 0.1 \text{ mm}$ . La ecuación original de Lacey es:

$$V = 0.635(fR)^{1/2} \quad (8.26)$$

donde  $f = (2500d)^{1/2}$  ( $d$  en m,  $V$  en  $\text{m s}^{-1}$ ), que combinada con la ecuación (8.25) u (8.24), conduce a la fórmula básica de la teoría de régimen:

$$R^{1/2}S \propto d. \quad (8.27)$$

En contraste, la teoría de la fuerza tractiva crítica arroja [ecuación (8.19)]:

$$B \propto Q^{0.46}, \quad (8.28a)$$

$$y \propto Q^{0.46}, \quad (8.28b)$$

$$S \propto Q^{-0.46} \quad (8.28c)$$

y:

$$RS \propto d. \quad (8.29)$$



Tanto el concepto de régimen como la teoría de la fuerza tractiva obtienen una relativa débil dependencia de la velocidad sobre el caudal. El concepto de régimen da como resultado:

$$V \propto Q^{1/6} \quad (8.30)$$

y la teoría de la fuerza tractiva:

$$V \propto Q^{0.08}. \quad (8.31)$$

En general, el enfoque de la fuerza tractiva crítica podría estar más asociado con material grueso (gravas) y tramos de río de la zona alta, y el concepto de régimen con material fino en tramos de ríos y canales de la zona baja de la cuenca.

Las relaciones que se han presentado se aplican a cambios en una sección transversal con la dirección aguas abajo. En cualquier sección diferente de río se aplican relaciones de 'una estación'. De manera característica son (Leopold, Wolman y Miller, 1964):

$$B \propto Q^{0.26}, \quad (8.32a)$$

$$y \propto Q^{0.4}, \quad (8.32b)$$

$$V \propto Q^{0.34}, \quad (8.32c)$$

$$S \propto Q^{0.14}. \quad (8.32d)$$

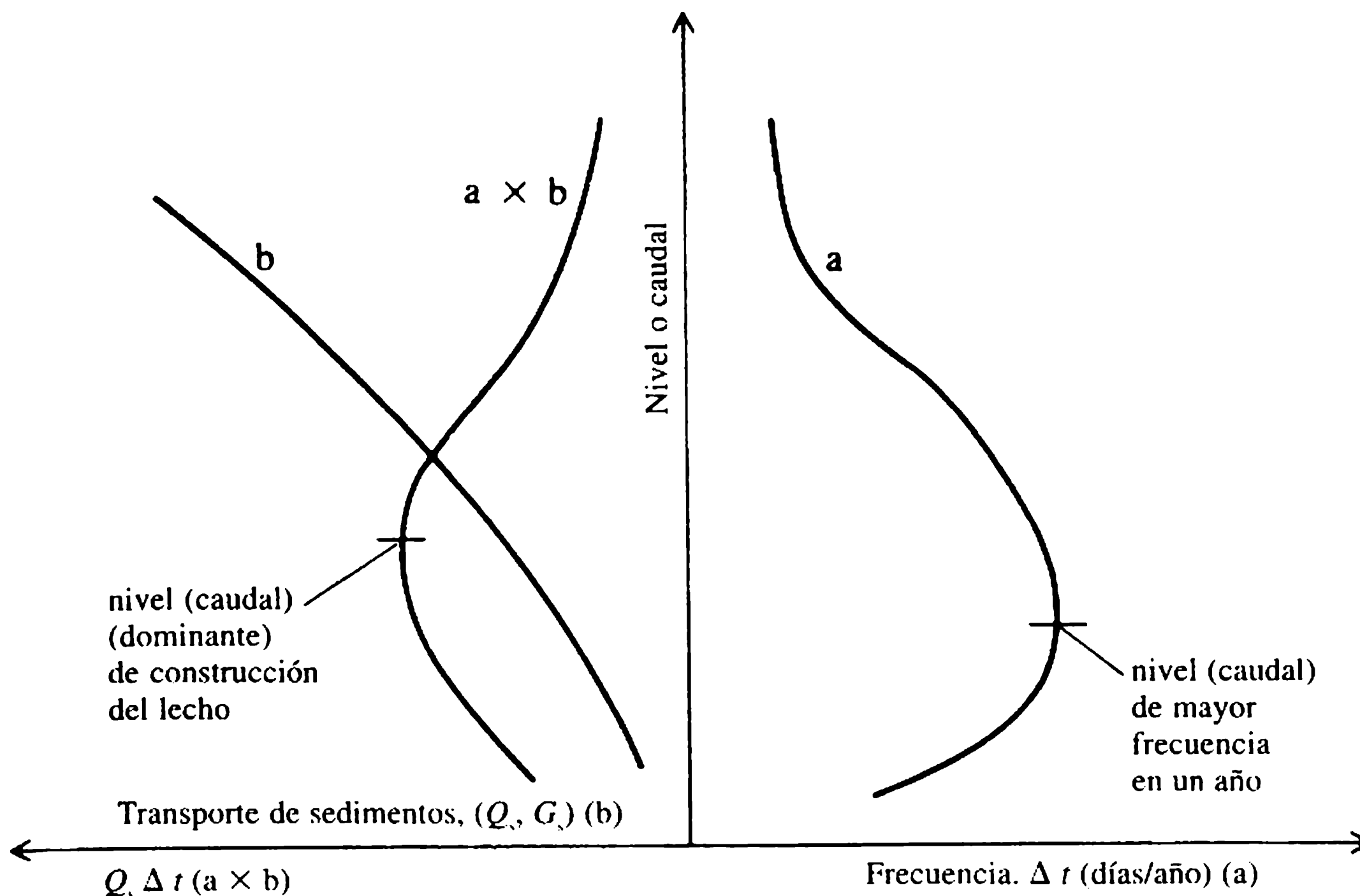
Los tramos trenzados de ríos son de ordinario más empinados, más anchos y menos profundos que los tramos individuales con el mismo  $Q$ ; en verdad, el trenzamiento puede ser considerado como una forma incipiente de meandro (Petersen, 1986).

En un río en el que los valores de  $Q$  están cambiando de forma constante, el problema radica en que se debe considerar como una apropiada descarga en las ecuaciones anteriores. El concepto de 'caudal dominante', es decir, una descarga constante que origina el mismo patrón de meandros, pendiente y geometría de canal que la secuencia anual de caudales, se utiliza con frecuencia. Éste puede ser definido como la descarga a banca llena, o una descarga de un cierto periodo de retorno, o tal vez mejor como la descarga asociada con el 'nivel de aguas de construcción del lecho' en el que ocurre el mayor volumen de transporte de sedimentos por año, y se determina como se muestra en la figura 8.4.

## 8.4 Estudios de campo

### 8.4.1 MAPEO

La ingeniería de ríos necesita mapas confiables para las investigaciones y el diseño y ejecución de obras de ingeniería. La recopilación de mapas utilizando técnicas de levantamiento terrestre son a menudo incompletas y poco confiables. Los planos de grandes ríos son por lo general producidos mediante técnicas de aerofoto-



**Figura 8.4** Nivel (caudal) de construcción del lecho (dominante).

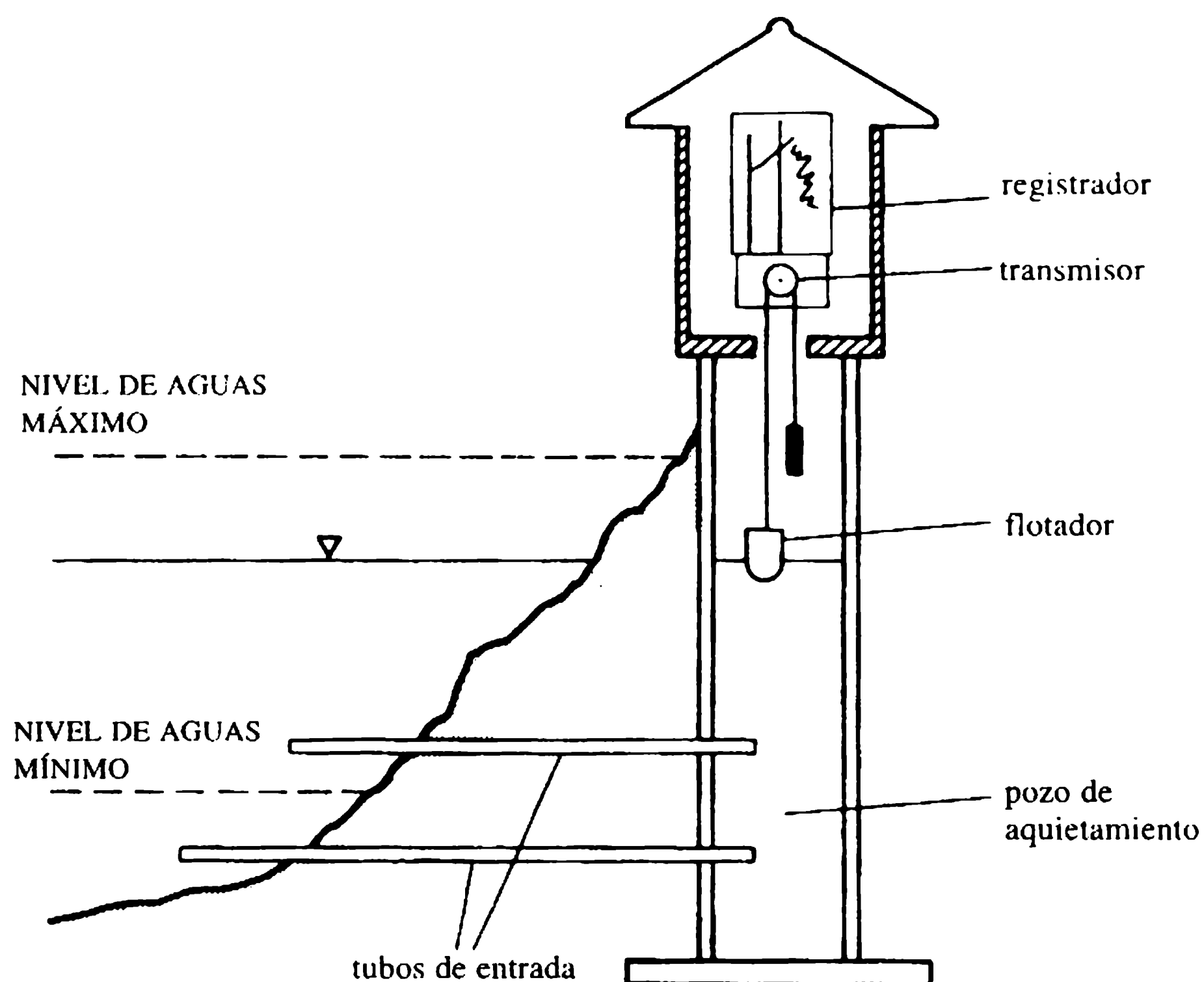
grafías y se pueden obtener valiosos datos sobre sistemas de ríos por foto-interpretación, con la ayuda de expertos en esta área (ejemplo, Burgess, 1967).

#### 8.4.2 NIVELES DE AGUA

Los niveles de agua se obtienen de medidores (tipo registrador o no registrador) instalados en estaciones de medición. La figura 8.5 muestra un medidor de tipo registrador automático. Las corrientes poco profundas y los niveles bajos pueden ser vadeados y medidos con la ayuda de una mira. En cauces aluviales con rápidos cambios de flujo el medidor puede ser suspendido de un punto de referencia fijo, por ejemplo, el estribo de un puente.

Los medidores registradores son indispensables para propósitos de diseño y para estudios hidrológicos. La información es igualmente valiosa para propósitos de estudios de navegación y manejo de aguas altas (predicción de inundaciones) y bajas (calidad del agua, vida acuática). Las lecturas de niveles en una estación de medición se combinan con las medidas de caudales, produciéndose la curva nivel-caudal (curva de calibración) (sección 8.4.4).

Se utiliza telemetría para transcribir la información del nivel de agua desde estaciones remotas, ya sea, continuamente o a intervalos predeterminados (Hersch, 1986).



**Figura 8.5** Estación de registro de niveles.

#### 8.4.3 COTAS O NIVELES DE FONDO

El método más sencillo para determinar las cotas de fondo consiste en utilizar una barra de sondeo con una placa de base fija en el extremo inferior. Esta base evita que la barra penetre en el lecho del río y también ayuda a mantenerla en posición vertical.

La topografía del lecho también puede obtenerse mediante técnicas de sonido desde la superficie del agua. En la ingeniería de ríos, las medidas de las cotas de fondo tienen que realizarse de forma periódica. El instrumento de sonido de uso más común es el de eco o ecosonda supersónica, que puede ser instalado a bordo de un buque explorador. Las ecosondas trabajan sobre un principio basado en la velocidad de propagación del sonido en el agua, y la correspondiente medida de este intervalo de tiempo. Puesto que la distancia registrada es la más corta distancia entre el transductor y el lecho del río, se debe tener cuidado en el uso de sondeadores en un río con lecho irregular. En tales casos se prefieren sondeadores de alta frecuencia (pequeño ángulo de dispersión del transductor). Los instrumentos ópticos como sextantes y telémetros e instrumentos electrónicos como sistemas radiológicos, se utilizan comúnmente para establecer la localización de los puntos sondeados. El procesamiento adecuado de la información (en forma manual o con computador) al final produce el perfil del lecho.

#### 8.4.4 CAUDALES

##### a. Métodos área-velocidad

1. *Flotadores*. En general el caudal o la descarga de un río se calcula a partir de las mediciones de la velocidad; el método más simple es la medida del tiempo del movimiento de un flotador en una distancia conocida. Varios tipos de flotadores se utilizan, suministrando información que permite deducir la velocidad media del flujo (BSI, 1969a, b, 1986; Herschy, 1978). La técnica de flotadores se utiliza con más frecuencia en la etapa de reconocimiento para estimar el caudal. Los flotadores de superficie son muy útiles para identificar patrones de flujo, por ejemplo, en estudios de estuarios.
2. *Correntómetros o molinetes*. Las velocidades del flujo se miden utilizando correntómetros en puntos sistemáticamente distribuidos sobre una sección transversal. El área de la sección transversal se determina de los sondeos y el caudal obtenido como:

$$Q = \Sigma A_i V_i. \quad (8.33)$$

En el caso de corrientes poco profundas, un correntómetro de tipo miniatura (minimolinete) suspendido de una barra graduada puede ser manipulado mediante vadeo, midiendo el nivel y la velocidad con simultaneidad. En ríos anchos se pueden, mediante operador, realizar las mediciones desde un bote que es mantenido en posición a lo largo de un alineamiento transversal fijo a la sección. Algunas veces se utilizan instalaciones permanentes como un carro arrastrado por cable (el operador viaja en el carro y maniobra el correntómetro) o un cable transportador (el operador maniobra el correntómetro desde la orilla con un malacate) para tomar las mediciones de nivel de agua y velocidad.

##### b. Métodos de dilución

La medición mediante dilución es una alternativa en corrientes con gradientes empinados y en torrentes poco profundos donde no pueden utilizarse las técnicas convencionales de medida de la corriente.

Una solución de un trazador de una intensidad conocida (por ejemplo, NaCl, tintura rodamina, etc.) se inyecta al flujo a una tasa constante (o mediante inyección repentina) en una sección transversal, tomándose muestras en el extremo aguas abajo a intervalos de tiempo regulares. Tan pronto como la intensidad de las muestras alcanza un valor constante (nivel meseta) la tasa de flujo,  $Q$ , en el canal puede calcularse utilizando la ecuación:

$$Q = qN \quad (8.34)$$

donde  $q$  es la tasa de inyección del trazador y  $N = C_1/(C_2 - C_0)$ ;  $C_1$  es la concentración de la solución inyectada,  $C_2$  la concentración en la meseta de la muestra y  $C_0$  la concentración antecedente ya presente en la corriente.

La inyección abrupta (o repentina) o método de integración da como resultado la siguiente ecuación:

$$Q = VC_i / \int' (C_i - C_0) dt \quad (8.35)$$

donde  $V$  es el volumen de la solución inyectada y  $C_i$  es la concentración del trazador en los puntos de muestreo durante un periodo de tiempo  $dt$ .

### c. Estructuras de aforo

Los caudales o descargas (flujos modulares) también pueden ser medidos utilizando estructuras convencionales de aforo (controles artificiales) como vertederos de cresta ancha, la canaleta Venturi y los vertederos Crump, etc., con una simple medida del nivel aguas arriba de la estructura con respecto al nivel de su umbral. La sección 8.5 suministra más detalles.

### d. Técnicas modernas de aforo en ríos

Los métodos existentes de aforos no son siempre posibles, por ejemplo, en ríos para navegación con esclusas; en tales casos se prefieren las técnicas no obstructivas de aforo (Cole, 1982).

1. *Medidor electromagnético de flujo.* Una gran bobina enterrada a través y debajo del lecho del río se magnetiza mediante una fuente externa y el movimiento del agua a través de la bobina induce una fuerza electromotriz (fem) que es proporcional a la velocidad promedio de la sección transversal. El sistema de sonda (Herschy, 1978) para percibir la fem inducida es muy sofisticado y necesita personal muy especializado. La instalación es costosa tanto en el montaje como en la operación.
2. *Medidor ultrasónico de flujo.* Los pulsos acústicos transmitidos a través del agua desde transmisores colocados en una orilla del río son recibidos por sensores ubicados en la otra orilla. Mediante la instalación de transmisores y receptores en cada orilla siguiendo una línea que forma un ángulo con la corriente, se mide la diferencia en el tiempo de viaje de los dos pulsos con las direcciones opuestas; dicho tiempo se relaciona con la velocidad media de la corriente. Este método requiere también equipos electrónicos sofisticados (Herschy, 1978) para procesar la información de los transmisores y receptores y sólo puede ser utilizado en corrientes libres de maleza, con agua clara y lecho estable. Aunque es posible lograr una gran precisión en la medida del caudal es costoso de instalar y operar.
3. *Flotadores integradores.* Esta técnica está basada en el principio de movimiento de flotadores. Los flotadores son burbujas de aire lanzadas a intervalos regulares desde agujas localizadas en una línea de aire comprimido colocada a través del lecho de la corriente. La difusión aérea (Sargent, 1981) de las burbujas que salen a la superficie del agua (fotografiadas con un equipo especial) da la medida de la velocidad media de la corriente.

### e. Control natural

El control natural de un tramo de un río es una sección particular (estación de aforo) donde se mide el caudal y su correspondiente nivel y se establece una única relación (denominada curva de calibración) entre estos dos valores. Tal relación puede ser utilizada para estimar el caudal a partir del nivel observado.

La curva de calibración, una vez establecida, debe ser revisada con periodicidad para su validez, y si es necesario, realizar los ajustes del caso. Como resultado de los cambios morfológicos del lecho del río (socavación, deposición, crecimiento de vegetación, etc.), pueden ocurrir variaciones considerables y presentarse ondas de creciente y cualquier cambio introducido a lo largo del tramo del río en cercanías de la sección de control, aguas arriba o aguas abajo de ésta.

La curva de calibración tiene por lo general la forma:

$$Q = a(H - z)^b \quad (8.36)$$

donde  $H$  es el nivel, y  $a$ ,  $b$  y  $z$  (nivel para el caudal cero) son los parámetros relativos a la sección de control.

Si se seleccionan tres valores de caudal  $Q_1$ ,  $Q_2$  y  $Q_3$  de la curva de calibración tal que  $Q_2 = (Q_1 Q_3)^{1/2}$ , el nivel  $z$  para la descarga cero puede ser obtenido de (WMO, 1980):

$$z = (H_1 H_3 - H_2^2) / (H_1 + H_3 - 2H_2) \quad (8.37)$$

donde  $H_1$ ,  $H_2$  y  $H_3$  son los niveles correspondientes, respectivamente, a los tres caudales seleccionados.

### 8.4.5 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Los datos de sedimentos son fundamentales para el estudio de los problemas morfológicos de un río. Mediante las ecuaciones de transporte de sedimentos disponibles y los parámetros hidráulicos del río es posible estimar la tasa de transporte de sedimentos; sin embargo, los resultados obtenidos pueden conducir a grandes errores y serias diferencias de órdenes de magnitud. Así, siempre que sea posible, el muestreo real es el método más confiable de medida de la tasa de transporte de sedimentos en un río.

Las muestras de sedimentos en suspensión (concentración) pueden ser recolectadas con facilidad mediante trampas de válvula de gozne accionadas con resortes o por muestreadores que constan de un tubo recolector que descarga en una botella. También se emplean muestreadores de bombeo continuo o intermitente. Para la medición de la carga de sedimentos suspendidos se utilizan muestreadores de sedimentos tipo integradores-puntuales o integradores en profundidad, con boquillas orientadas contra la dirección del flujo y paralelas a él y muestreadores perfilados de tal manera que se logra a la entrada una verdadera velocidad no distorsionada de la corriente en la toma. Los métodos usados para la medida de la concentración y descarga de sedimentos suspendidos se resumen en la norma ISO 4363/1993. Los muestreadores integra-



dores de la serie US (en particular el US P-61), desarrollados por la US Geological Survey se emplean con frecuencia (por ejemplo, Jansen, van Bendegom y van den Berg, 1979). También se toman muestras de sedimentos del lecho para analizar su tamaño, forma, etc., para diferentes tipos de gravas (ISO 4364/1977).

El transporte de material del lecho puede ser medido, en principio, de la siguiente manera:

1. Mediante un muestreador de sedimentos, por ejemplo, un dispositivo colocado temporalmente en el lecho, que altere lo menos posible el movimiento de la carga del lecho.
2. Mediante otros métodos que consisten en (i) investigación de depósitos de sedimentos en la desembocadura del río, en pequeñas corrientes, recolectados en trampas; (ii) medida diferencial entre la carga de sedimento de suspensión normal y la carga total, incluida la carga del lecho temporalmente transportada en suspensión en la sección de un río con incremento natural o artificial de la turbulencia (canaletas de turbulencia); (iii) seguimiento de dunas; (iv) sensores remotos; (v) trazadores, y (vi) detectores acústicos.

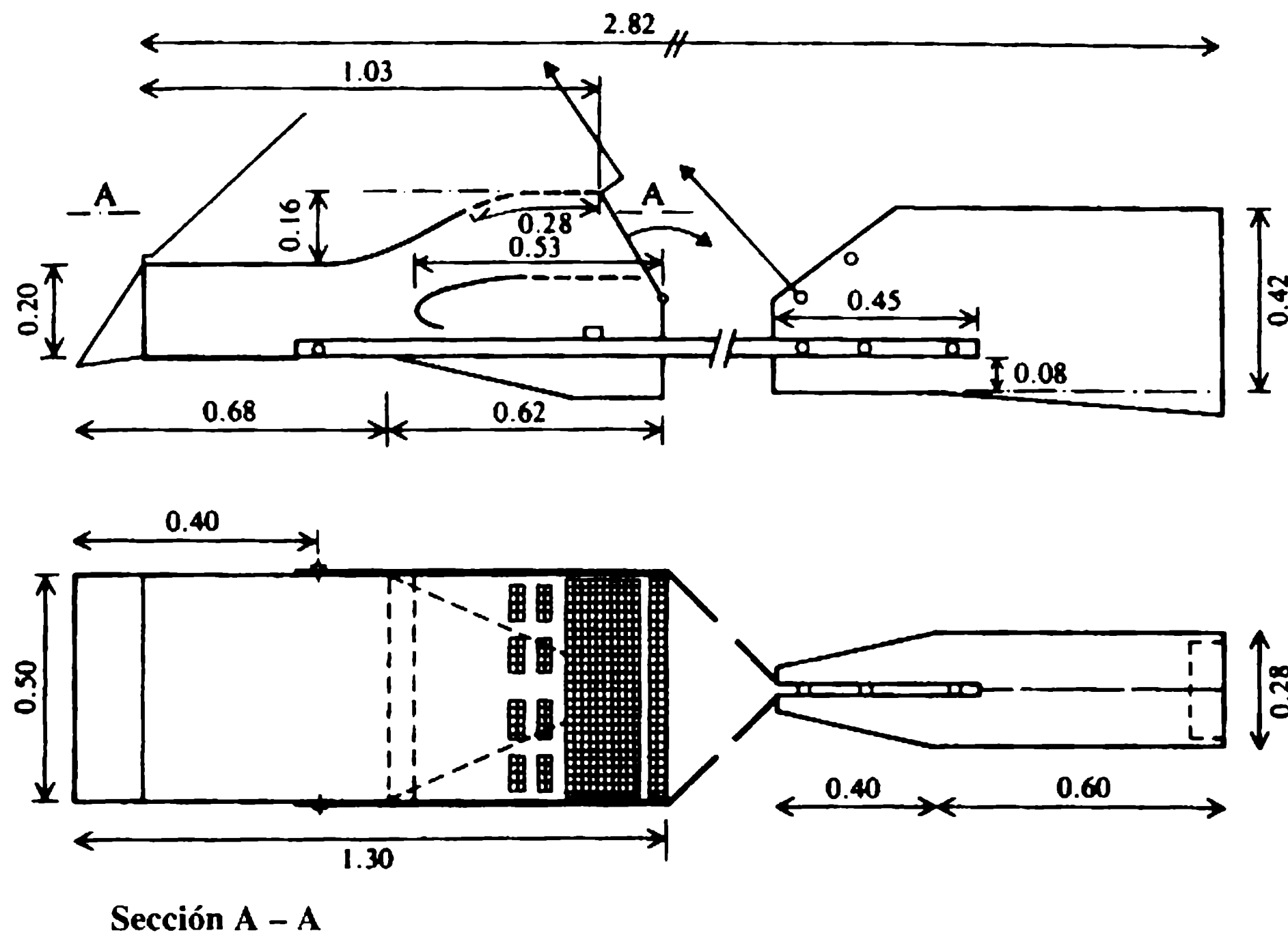
La medida cuantitativa de la carga del lecho es en extremo difícil y es probable que no exista un método en su totalidad satisfactorio, aunque han sido desarrollados algunos muestreadores que funcionan bastante bien. Su eficiencia (es decir, la relación del transporte de sedimento medido en realidad con el que ocurriría sin la presencia del muestreador) tiene que ser comprobada en el laboratorio para el rango de las condiciones de campo en que va a ser utilizado; también han sido desarrollados métodos sofisticados de calibración de los muestreadores [Hubbell *et al.*, 1981]. En la figura 8.6 se ilustra un tipo de muestreador de carga de lecho desarrollado para un rango amplio de tamaño de sedimentos (1-100 mm) y velocidades (superiores a  $3 \text{ m s}^{-1}$ ) con una eficiencia de cerca de 70% (Novak, 1957) para el muestreador lleno cerca de la tercera parte (para el muestreador más lleno la eficiencia se reduce).

Los muestreadores pueden ser operados desde un bote o un puente, pero deben estar amarrados a su propia ancla (es decir, no deben ser suspendidos de un cable a través del río) para evitar una acción de 'cuchareo' cuando se bajan al lecho. En corrientes con lechos de grava, una canasta con una malla de alambre unida a una estructura especial se puede utilizar como muestreador de la carga del lecho.

La concentración de sedimentos en ríos varía enormemente con el tiempo y entre continentes, países e incluso en cuencas hidrográficas, por ejemplo, de un promedio de 15 000 ppm en la desembocadura del río Hwang Ho a 10 ppm en el delta del Rin (de Vries, 1985) (sección 4.5).

#### 8.4.6 CALIDAD DEL AGUA

La calidad del agua se define de acuerdo con su uso (por ejemplo, riego, consumo, etc.) y la conveniencia para la vida acuática. La calidad se define mediante varios parámetros como el valor del pH, la DBO (demanda biológica de oxígeno), DQO



**Figura 8.6** Muestreador de carga de lecho VUV; dimensiones en metros (Novak y Čábelka, 1981).

(demanda química de oxígeno), COT (carbono orgánico total), etc., y para cada criterio puede haber una variedad de determinantes que son más o menos adecuados y más fáciles o difíciles de medir (Fjeringstad, 1963).

Estos parámetros por lo general se determinan a partir de los análisis de laboratorios sobre muestras tomadas del agua del río, realizados *in situ* (laboratorio móvil) o en las instalaciones de un laboratorio central. El monitoreo permanente *in situ* es preferible a fin de evitar posibles cambios en las características debido al transporte y al tiempo que se tarda entre la toma de la muestra y la realización del análisis. Las normas de calidad se formulan con base en la estadística y son más flexibles dependiendo del uso del agua extraída, ya que es posible mejorarla con tratamiento.

Los sensores de oxígeno disuelto (OD), medidores de pH y dispositivos para medir sólidos suspendidos (SS), monitores continuos de temperatura, amoníaco, etc., son comúnmente utilizados para determinar la calidad del agua. Se remite al lector a James (1977) para requerimientos de calidad de agua de acuerdo con sus usos.

## 8.5 Estructura de medición de flujo

Las estructuras para medición de flujo (controles artificiales) se construyen a través o dentro de la corriente que debe ser aforada. El flujo es desviado a través de la estructura, creando condiciones de flujo crítico (el flujo aguas arriba de la estructura

es subcrítico), generando, de esta manera, una relación única entre el caudal,  $Q$ , y el nivel,  $h$  (nivel del agua aguas arriba, por encima de la cresta de la estructura), de la forma:

$$Q = Kh^n \quad (8.38)$$

donde  $K$  y  $n$  dependen del tipo de estructura, que a su vez, depende del tamaño de la corriente y de los rangos de los caudales que van a ser aforados y de la carga de sedimentos transportados. Las estructuras de medida pueden ser divididas en dos categorías: (a) vertederos de cresta delgada (placa delgada), vertederos de abertura o corte, desagües, vertederos de cresta ancha o vertederos Crump; (b) canaletas – Venturi, Parshall o pendiente empinada (Bos, Reploge y Clemmens, 1984).

Un vertedero levanta el nivel aguas arriba por encima de su umbral; el agua descarga por éste en condiciones críticas. No es apropiado para colocar en corrientes cargadas de desechos o sedimentos, como deposición que puede ocurrir aguas arriba del vertedero, cambiando las condiciones de aproximación del flujo. Los desechos flotantes y el hielo pueden también dañar la cresta de un vertedero de pared delgada.

Las canaletas son apropiadas para instalar en corrientes pequeñas que transportan flujos cargados de sedimentos. La contracción que se introduce en el canal puede diseñarse para crear condiciones de flujo crítico en la garganta (sección contraída). Algunas veces se introduce un umbral aumentado (Featherstone y Nalluri, 1995) en una canaleta sin garganta para crear condiciones de flujo crítico. El nivel del agua del flujo subcrítico aguas arriba se encuentra entonces en una relación directa con el caudal que pasa a través de la canaleta. La longitud de la canaleta puede reducirse mediante la colocación de un montículo en la garganta, que asegura condiciones de flujo crítico. El levantamiento del nivel del agua aguas arriba es más pequeño que en el caso de los vertederos.

Diferentes tipos de vertederos y canaletas utilizados se resumen en la tabla 8.1.

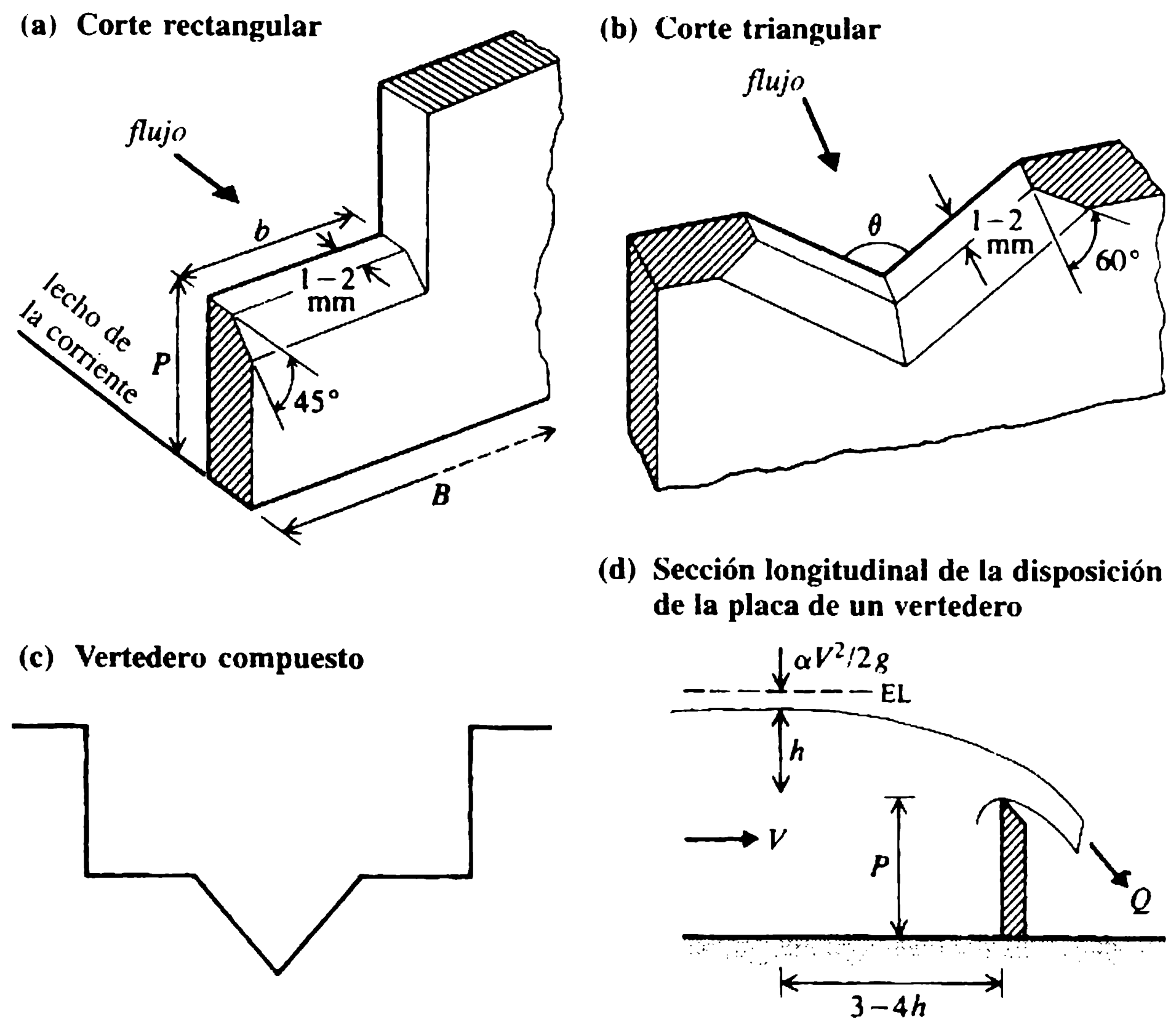
El comportamiento de las estructuras de medición de flujo dependen considerablemente del nivel aguas abajo (dependiendo del control del canal aguas abajo) que se incrementa con el caudal. El nivel aumentado puede ahogar la estructura y la relación biunívoca de flujo libre (modular) entre el nivel y el caudal se pierde. No siempre es recomendable instalar el umbral del vertedero en elevaciones más altas para evitar la sumersión porque aparecen problemas de inundaciones y remanso aguas arriba de la estructura. Por otra parte, la caída en el nivel del umbral de una canaleta Parshall puede incrementar en alto grado el rango de medida de flujos modulares y, como tal, esta estructura puede ser usada de manera conveniente como una estructura de caída y de medición de flujo en canales para riego. Sin embargo, la ecuación (8.38) puede también utilizarse para medir flujos no modulares con factores de corrección apropiados (Water Resources Board, 1970; Bos, 1976; Ranga Raju, 1993) (capítulo 9).

Los vertederos y las estructuras de canaleta no son apropiados para medir caudales de creciente. En tales casos, los métodos de canales abiertos como el método de área-pendiente, el método de caída constante, etc., pueden utilizarse. Si no se pre-

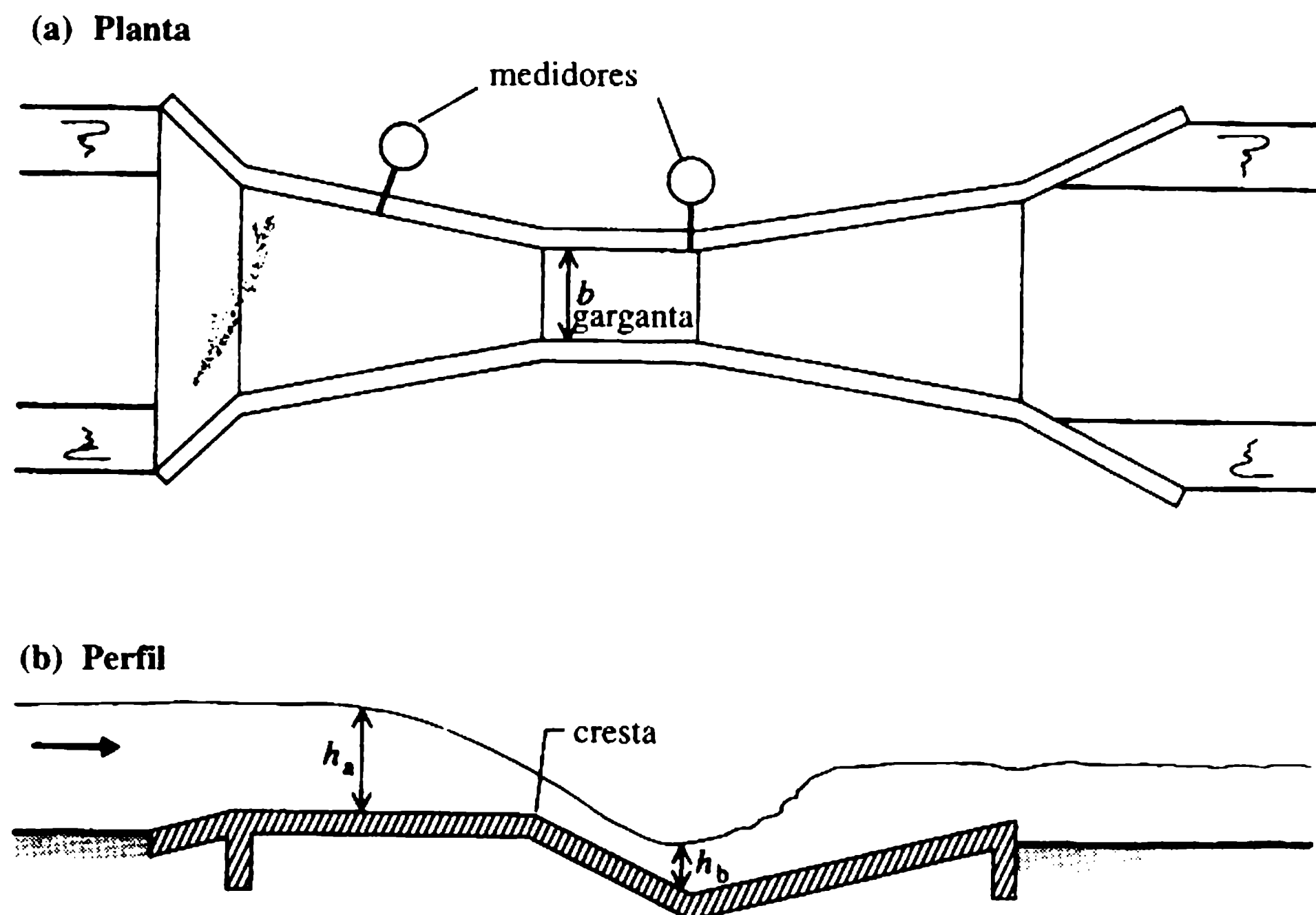
**Tabla 8.1** Tipos de vertedero

| <i>Tipo</i>   | <i>Forma</i>   | <i>K</i>   | <i>n</i> | <i>Observaciones</i>   |
|---|--|--|----------|--|
| Vertedero de cresta delgada   | Rectangular [figura 8.7 (a)],  | $2/3 C_d C_v (2g)^{1/2} b$   | 3/2      | $b$ ancho efectivo de la muesca; medidas moderadas a grandes caudales  |
| $C_d = \alpha + b(h/P)$ , donde<br>$\alpha = 0.602$ y $\beta = 0.075$ para $b/B = 1$<br>$\alpha = 0.592$ y $\beta = 0.011$ para $b/B = 1/2$               |  |  |          |  |
|   | Triangular [figura 8.7(b)]   | $8/15 C_d C_v (2g)^{1/2} \tan \theta/2$  | 5/2      | $\theta$ ángulo incluido; para medir pequeños caudales.  |
| $C_d = f(h/P, P/B, \theta) \approx 0.58 - 0.61$ (ver BSI, 1969a, b, 1986)   |  |  |          |  |
|   | Vertederos compuestos [figura 8.7(c)]  |  |          | Para medir un amplio rango de caudales; sensible a las condiciones de aproximación y sumersión   |
| Vertederos de cresta ancha  | Rectangular  | $0.544 C_d C_v g^{1/2} b$  | 3/2      | Para medir un amplio rango de caudales; menos sensible a las condiciones de aproximación y sumersión. (Tabla 9.2 y ejemplo 9.1)  |
| $C_d = f(h, \text{longitud de la cresta } L, h/b, \text{rugosidad de la cresta}) \approx 0.85 - 0.99$<br>[para estudios recientes, ver Ranga Raju (1993)] |  |  |          |  |
| Vertedero de excesos: valores de $K$ y $n$ son iguales a aquellos vertederos rectangulares de cresta delgada pero $C_d$ puede variar (capítulo 4)         |  |  |          |  |
| Vertedero Crump<br>(Walter Resources Board, 1970)   | Cresta aguda con pendientes 1:2 aguas arriba y 1:5 aguas abajo (figura 8.22)   | $C_d C_v g^{1/2} b$  | 3/2      | Valor de $C_d$ bastante constante; para medir caudales moderados; menos sensible a las condiciones de aproximación; buena predicción de flujos sumergidos (no modular) (ejemplo 8.3)                                   |
| Canaletas<br>$C_d = f(L/b, h/L) \approx 0.95 - 0.99$ (ver BSI, 1969a, b, 1986)  | Venturi  | $0.544 C_d C_v g^{1/2} b$  | 3/2      | $b$ ancho de la garganta; para medir un amplio rango de caudales; capas pluviales con sedimento y flujos con carga de desperdicios; incremento del rango del flujo no modular para razones estimadas. (Ver Bos, 1976). |
|   | Parshall (figura 8.8)  | $K$ y $n$ varían con el tamaño de la canaleta;   |          | Para medir flujos moderados (ver Featherstone y Nalluri, 1988).  |
|   | Canaleta sin garganta: Lecho levantado (montículo) en la corriente de pendiente empinada; flujo de aproximación supercrítico: canaleta especial. (Harrison y Owen, 1967) | tablas de diseño disponible (Bos, 1976)<br>Los valores $K$ y $n$ son iguales a los de vertederos de cresta ancha; baratos. |          |  |

$C_v h^n = H^n$ ;  $H = h + V_a^2/2g$ ;  $V_a = Q/B(h + P)$ , donde  $H$  es la cabeza de energía y  $V_a$  es la velocidad de aproximación;  $C_v (> 1.0)$  es la función del coeficiente de descarga  $C_d$ ,  $b/B$  y  $h/(h + P)$ , donde  $B$  es el ancho del canal y  $P$  es la altura del umbral. Están disponibles soluciones para  $C_v$  (gráficas o analíticas) (por ejemplo, ver BSI, 1969a, b, 1986; Ackers *et al.*, 1978).



**Figura 8.7** Vertederos de cresta delgada.



**Figura 8.8** Canaleta Parshall.

sentan cambios radicales en la sección transversal de un control natural al elevar los niveles (es decir, sin planicies de inundación) es posible predecir los flujos extremos de creciente mediante técnicas especiales como la extensión de las curvas disponibles de nivel-caudal.

## 8.6 Tránsito de crecientes en ríos

El tránsito de crecientes es el procedimiento de transformar un caudal de entrada cuando pasa por un tramo de río (o un embalse) en un caudal de salida. Durante este proceso el hidrograma de entrada de la creciente cambia su forma; el caudal pico por lo general se reduce y el tiempo base se incrementa, es decir, la creciente se amortigua. La tarea usual es determinar la reducción-atenuación del pico de la creciente entre la entrada y la salida – y el tiempo de desfase entre los picos. La creciente amortiguada es controlada por la resistencia local, por la friccional, por los términos de la aceleración presentes en la ecuación de movimiento y por el almacenamiento.

El **tránsito de creciente en un embalse** sólo considera los efectos del almacenamiento, ya que la influencia del movimiento impulsivo del flujo de entrada sobre el *momentum* del flujo de salida es insignificante y con la suposición de una superficie del agua horizontal, los efectos de almacenamiento son rápidamente transmitidos (sección 4.3); en el tránsito de crecientes en ríos (canales), es manifiesto el efecto combinado de almacenamiento, resistencia y aceleración.

Existen tres enfoques posibles de tránsito de crecientes en un canal:

1. El **método hidráulico (solución dinámica exacta)** se basa en una solución numérica de la forma en diferencias finitas de las ecuaciones de Saint Venant [ecuaciones (8.11) - (8.14)]; análisis más extensos están fuera del alcance de este libro, pero se puede consultar, por ejemplo, Abbott (1979) y Cunge, Holly y Verwey (1980). Para este método se requiere información sobre la forma del canal y los coeficientes de fricción.
2. La **analogía de la difusión (solución dinámica aproximada)** se basa en las analogías entre la transformación de la creciente y los procesos de dispersión y difusión. Dependiendo de las aproximaciones de la ecuación dinámica completa se han desarrollado varios métodos (por ejemplo, el método de parámetros de difusión variable). La determinación de varios parámetros requiere el conocimiento de por lo menos un evento de creciente y de la geometría del canal. Para más detalles consultar a Price (1985) y Raudkivi (1979).
3. El **método hidrológico (solución cinemática)** es el método más simple y de uso más frecuente, en particular después de establecer la relación entre los parámetros  $K$  y  $x$  –descritos abajo– (método de Muskingum) y las características físicas del canal que han sido establecidas por Cunge (método de Muskingum-Cunge) conectando los últimos dos métodos. Estas aplicaciones requieren también, al menos, datos de una creciente previa (por ejemplo Shaw, 1994).



El método de Muskingum es básicamente una extensión del método de tránsito en un embalse, teniendo en cuenta que el almacenamiento ( $V$ ) en un canal es una función tanto de la entrada ( $I$ ) como de la salida ( $O$ ), es decir, que adicional al prisma de almacenamiento existe una cuña de almacenamiento (positiva o negativa) [ecuación (8.13)]. De manera que:

$$V = K [O + x(I - O)] \quad (8.39)$$

donde  $K$  es la constante de almacenamiento (unidades de tiempo) y  $x$  un factor de ponderación. Es evidente que en el caso de un embalse  $x = 0$  [ecuación (4.7)]. Al combinar la ecuación (8.39) con la ecuación de continuidad [ $I - O = dV/dt$ ; ecuación (4.2) ó (4.3)] y eliminar los términos de almacenamiento se obtiene la ecuación de tránsito ( $\Delta t$  es el periodo de tránsito):

$$O_2 = c_0 I_2 + c_1 I_1 + c_2 O_1 \quad (8.40)$$

con:

$$c_0 = -\frac{Kx - 0.5 \Delta t}{K - Kx + 0.5 \Delta t}, \quad c_1 = \frac{Kx + 0.5 \Delta t}{K - Kx + 0.5 \Delta t}, \quad c_2 = \frac{K - Kx - 0.5 \Delta t}{K - Kx + 0.5 \Delta t}$$

$$(c_0 + c_1 + c_2 = 1).$$

En el método original de Muskingum  $K$  y  $x$  (que se suponen constantes para un canal dado) se determinan de manera empírica al representar con gráficas  $V$  contra  $xI + (1-x)O$  [ecuación (8.39)] seleccionando la gráfica que para un valor dado de  $x$  arroja la mejor aproximación a una línea recta [ $V$  se determina a partir de hidrogramas de entrada ( $I$ ) y salida ( $O$ ) previamente conocidos]. Sin embargo, Cunge (1969) demostró que:

$$K = \Delta L / w \quad (8.41a)$$

y

$$x = 0.5 - \frac{\bar{Q}_p}{2S\bar{B}w \Delta L} \quad (8.41b)$$

( $w$  es la velocidad media del caudal pico  $Q_p$ ,  $\Delta L$  es la longitud del tramo,  $S$  es la pendiente media del lecho y  $B$  el ancho medio del canal), que dan una mejor interpretación física a los parámetros del tránsito.

Los objetivos de las obras de mejoramiento de los ríos son ayudar a la navegación, prevenir inundaciones, recuperar o proteger terrenos o suministrar el agua

necesaria para el riego, desarrollar hidroeléctricas o usarlas doméstica o industrialmente.

El diseño de obras de mejoramiento de ríos se realiza en general según los principios analizados en las secciones 8.2 y 8.3 y deben basarse en una concepción amplia de la ingeniería de ríos (Newson, 1986) y la mecánica de ríos (Hey, 1986; Hey, Bathurst y Thorne, 1982; Yalin, 1992).

Los proyectos para *protección contra inundaciones* requieren un análisis cuidadoso de costo-beneficio para determinar un caudal de diseño adecuado que depende del tipo de terreno, estructuras y propiedad a ser protegida y los procesos involucrados. Los periodos de retorno de este caudal pueden variar entre 1 y 100 años y en casos muy especiales (grandes asentamientos, monumentos históricos antiguos, instalaciones nucleares, etc.) pueden ser incluso sustancialmente mayores (Jaeggi y Zarn, 1990).

El diseño de proyectos de protección contra inundaciones casi siempre involucra el cálculo del nivel en canales de dos o múltiples etapas. Se ha realizado un considerable trabajo de investigación básica en canaletas de laboratorio (algunas de ellas hasta de 10 pies de ancho) y prototipos de canales (por ejemplo Sellin, Giles y van Besten, 1990). Este trabajo se ha concentrado hasta ahora en las curvas de nivel descarga, en la distribución de esfuerzos cortantes y las características de turbulencia en el canal principal y flujo sobre la(s) planicie(s) de inundación y en el papel del plano de corte evidente entre el canal principal y las planicies de inundación (por ejemplo, Keller y Rodi, 1988; Knight y Samuels, 1990; Ackers, 1993). Con base en estas investigaciones se han desarrollado recomendaciones para el diseño de canales rectos y meándricos utilizando cálculos zonales y el concepto de coherencia (relación entre la conductividad hidráulica simple —sección 8.2.2— y la conductividad hidráulica obtenida sumando las conductividades de las zonas de flujos separados) (Wark, James y Ackers, 1994).

Para *propósitos de navegación*, las principales obras de mejoramiento del río son aquellas que proporcionan suficiente profundidad y/o estabilizan el canal fluvial de una manera adecuada y proveen la protección de las bancas contra la acción del oleaje, en especial en canales de navegación confinados (capítulo 11).

Los principales métodos utilizados para el *mejoramiento de canales* fluviales son la regulación del río y los dragados; en ríos navegables también se puede considerar la canalización, la construcción de canales laterales y el mejoramiento del flujo mediante la construcción y operación de embalses. Las obras de protección contra inundaciones incluyen obras de encauzamiento para aguas altas (principalmente diques), derivaciones y canales de alivio de crecientes con o sin estructuras de control, y embalses de control de crecientes. En la planeación de trabajos de mejoramiento de ríos, tanto las condiciones aguas arriba como los factores históricos deben ser tenidos en cuenta, ya que el río es un sistema que evoluciona; un buen diseño tiene que tratar de estimar esta evolución incluso si el propósito de los trabajos de mejoramiento es estabilizar la situación al menos para el periodo de diseño. Un ejemplo usual de una influencia producida por el hombre aguas arriba es el efecto de la construcción de un embalse sobre la morfología aguas abajo del río, que debe ser tomada en cuenta en la planeación y ejecución de las obras de encauzamiento. Los métodos utilizados para estimar tales efectos son la interpolación espacial, el uso de las relaciones de régimen (sección 8.3), la utilización de modelos matemáticos uni-

dimensionales o bidimensionales o una combinación de todos estos métodos (Brierley y Novak, 1983).

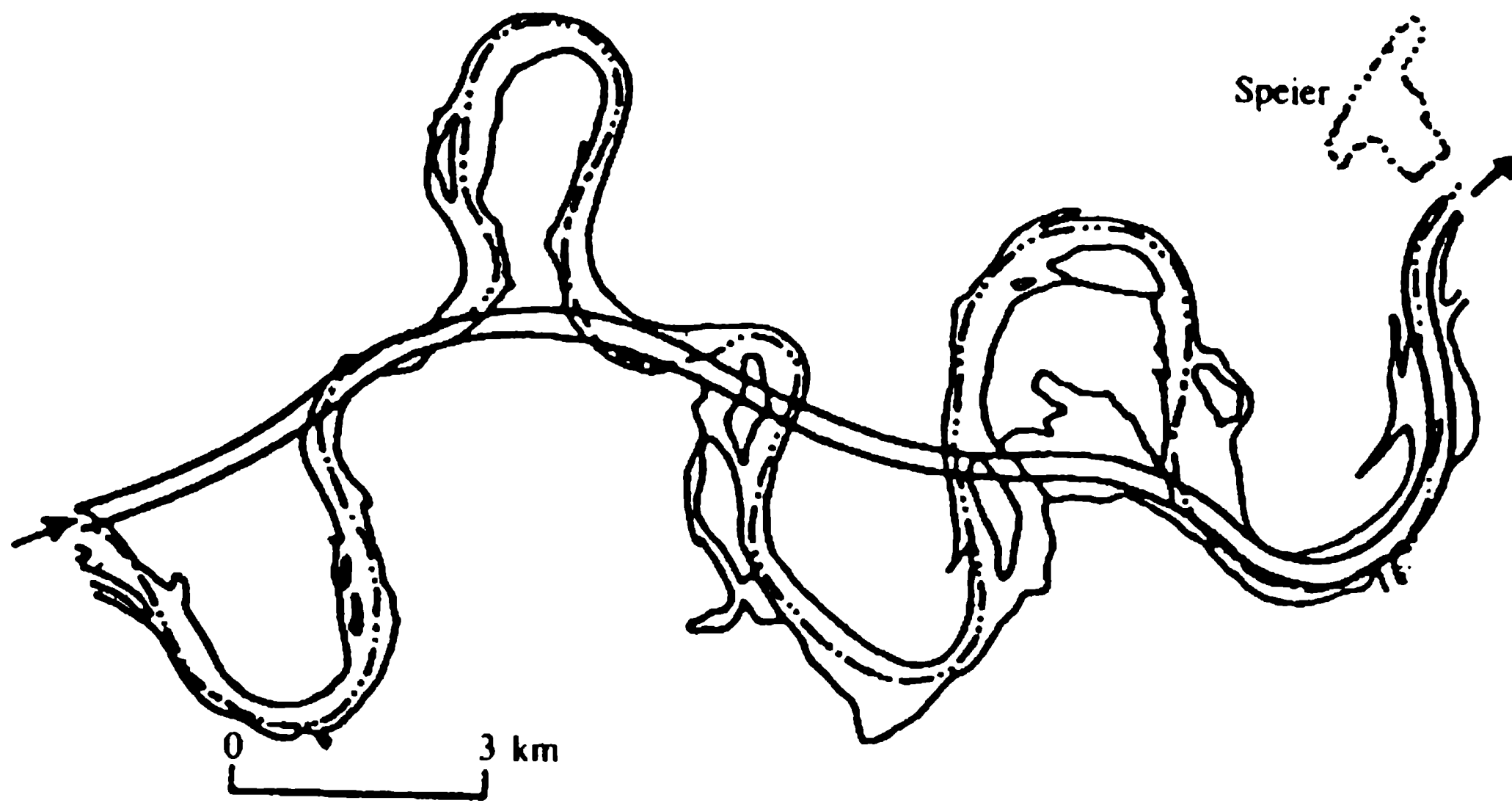
En *regulación o encauzamiento* de ríos, el río puede ser inducido a seguir su curso natural o a ser enderezado, lo cual requiere gran sensibilidad y debe ser utilizado sólo con la precaución y debida consideración de las restricciones ambientales. En los tramos aguas arriba, el principal problema es el corto plazo y la variación estacional del flujo, las altas velocidades, la inestabilidad del canal y la formación de bancos de arena. En los tramos medios y bajos es a menudo necesario elevar las bancas del río. En los estuarios, los dragados pueden ser necesarios junto con la construcción de obras para reducir el ancho del canal, por ejemplo espigones, defensas longitudinales, etc.; el dragado mediante dragas mecánicas o de succión es el medio más efectivo de regulación de un río de estuario, pero su impacto es a menudo sólo temporal. Un sistema eficiente de encauzamiento de un río tratará de mantener y mejorar la secuencia natural de las curvas de un río meándrico; así se garantiza la suficiente profundidad (por ejemplo, para la navegación) cuando se tienen bajos caudales y se suprimen las curvas excesivamente pronunciadas y las velocidades muy altas. Estas condiciones en su mayor parte se pueden alcanzar mediante espigones, espolones, diques longitudinales, terraplenes y umbrales de fondo (traviesas).

Aún hoy, las pautas o recomendaciones para la regulación de ríos siguen las ‘leyes’ formuladas por Fargue, obtenidas de sus experiencias sobre el río Garonne en la segunda mitad del siglo XIX (leyes de desviación, grandes profundidades, trazado, ángulo, continuidad y pendiente), que en principio abogan por evitar fuertes discontinuidades en la planta y en el perfil longitudinal y el seguimiento de las formas naturales del río y meandros adecuados al mismo (sección 8.3).

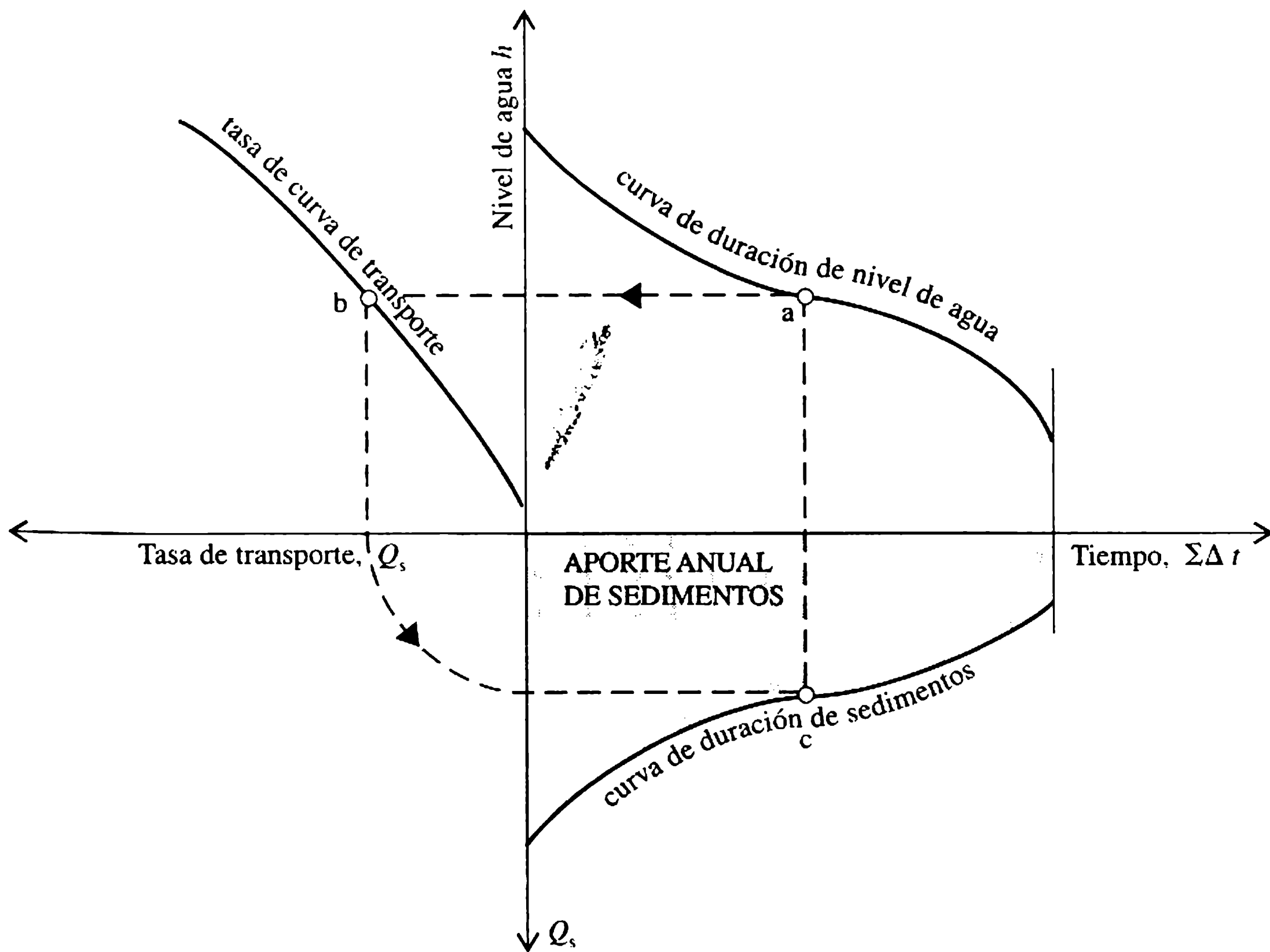
La estabilización (normalización) del río Rin aguas arriba de Mannheim, desarrollada en el siglo XIX, se muestra en la figura 8.9: ésta fue parcialmente exitosa debido al uso de curvas con radios de curvatura muy grandes y al excesivo acortamiento del río (Jansen, van Bendegom y van den Berg, 1979). Se debe caer en cuenta que la construcción de cortes, que acortan los meandros de ríos de forma drástica, aumenta la pendiente longitudinal, lo que se puede traducir en erosión aguas arriba y deposición de sedimentos aguas abajo a menos que se realicen unos cuidadosos diseños locales de obras de encauzamiento para mantener la fuerza tractiva de la corriente. El cambio de la pendiente puede requerir estrechamientos (para incrementar la pendiente) o ensanchamientos del río que, si se deja a la propia naturaleza puede tomar décadas en alcanzarse.

La combinación de la curva de duración de niveles con la curva de capacidad de transporte de sedimentos [obtenida por medida directa (sección 8.4) o mediante su cálculo (sección 8.3)] puede utilizarse, como se muestra en la figura 8.10, para estimar el transporte anual de esorrentía de sedimentos; la comparación de las curvas de duración de sedimentos correspondientes a diferentes relaciones de la curva nivel-caudal, a su vez permite dar una estimación del incremento o disminución del transporte de sedimentos debido al cambio en el ancho de un río (figura 8.11) (UNECAFE, 1953).

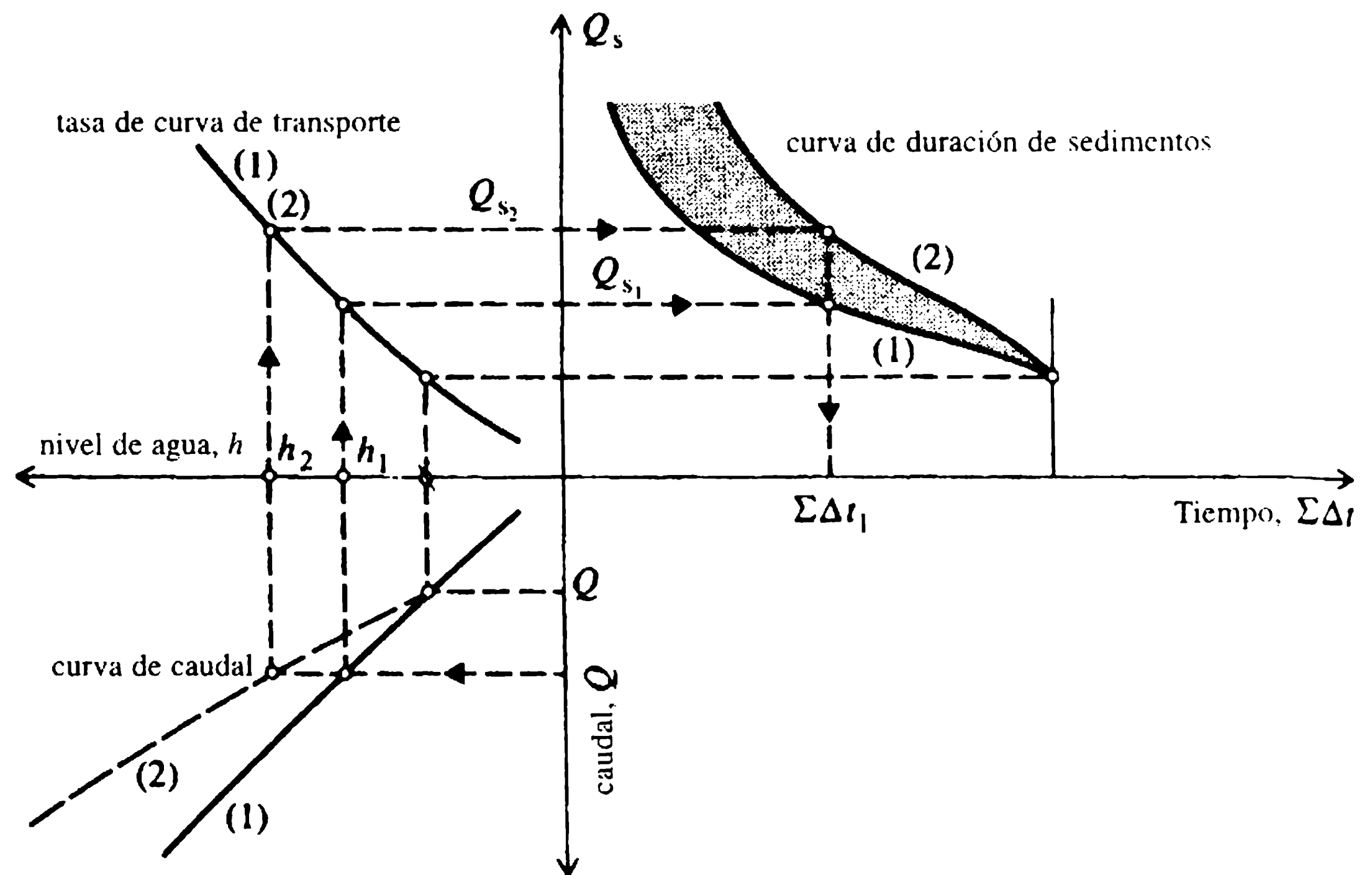
Una adecuada disposición para el encauzamiento en niveles bajos, medios y altos de un río se muestra en la figura 8.12, y el uso de recomendaciones anteriores para el mejoramiento de la confluencia de dos ríos se ilustra en la figura 8.13 (Schaffernak, 1950).



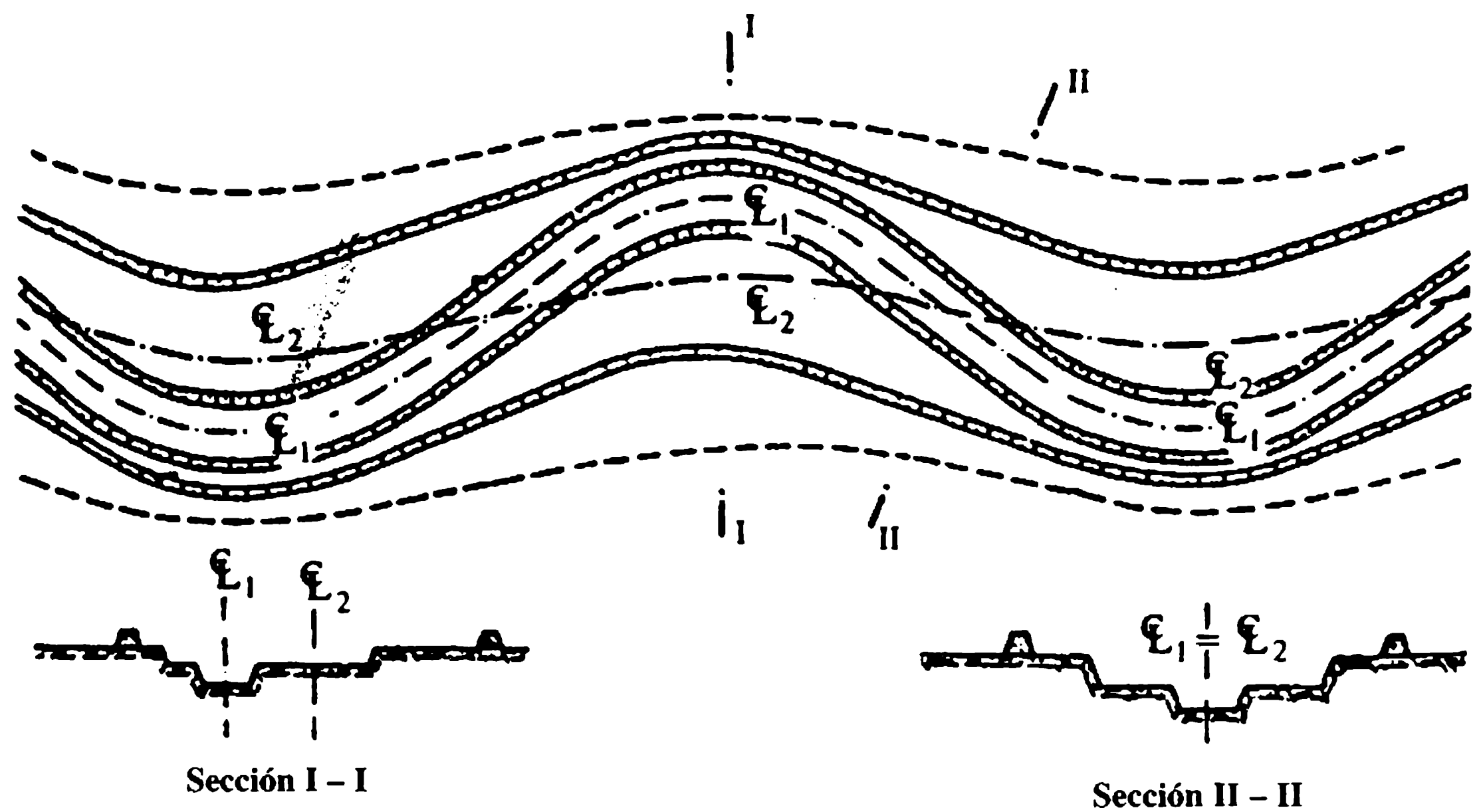
**Figura 8.9** Estabilización del río Rin (Jansen, van Bendegom y van den Berg, 1979).



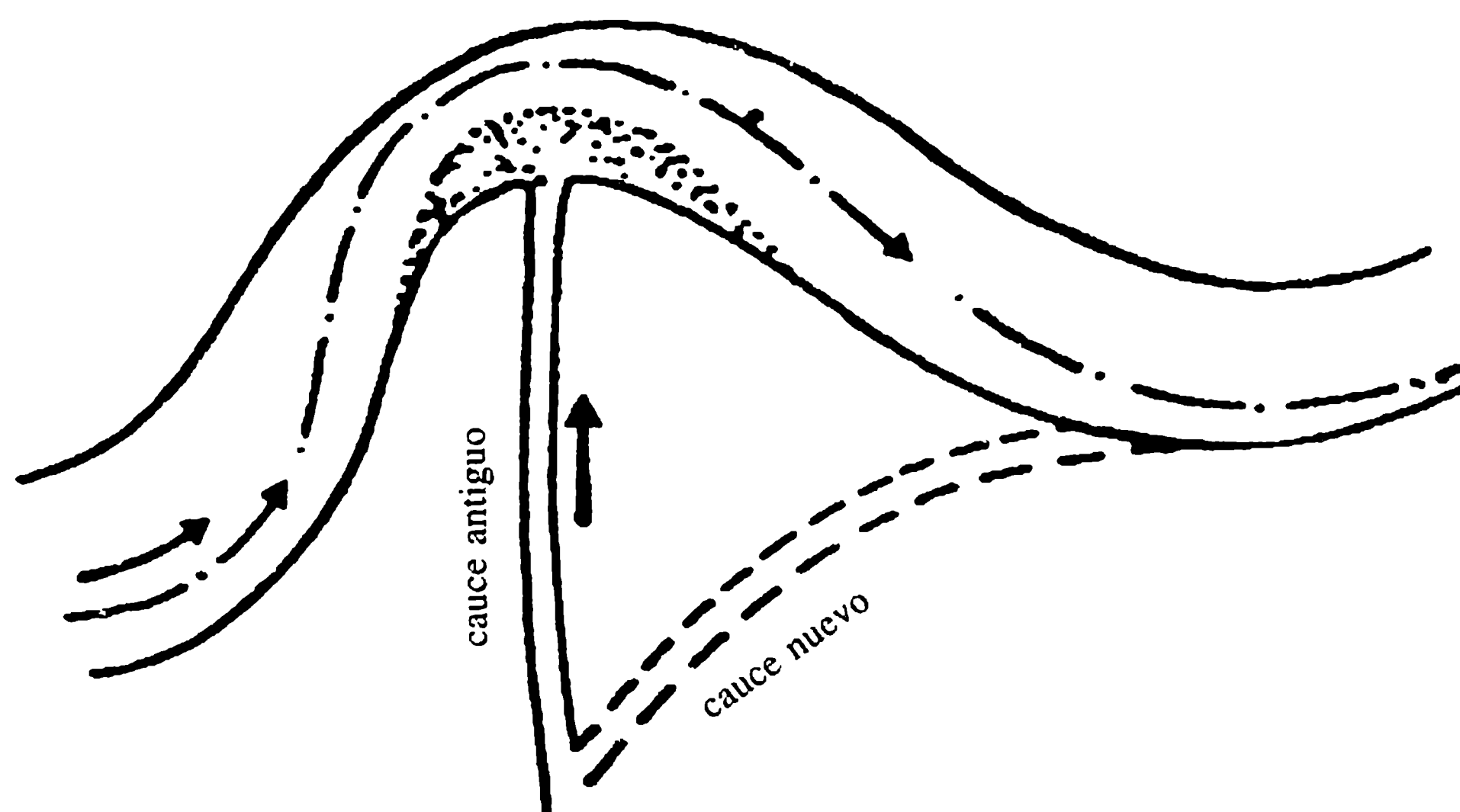
**Figura 8.10** Determinación del aporte anual de sedimentos.



**Figura 8.11** Incremento del aporte de sedimentos debido a la contracción del canal.



**Figura 8.12** Encauzamientos para los niveles de agua altos, medios y bajos.



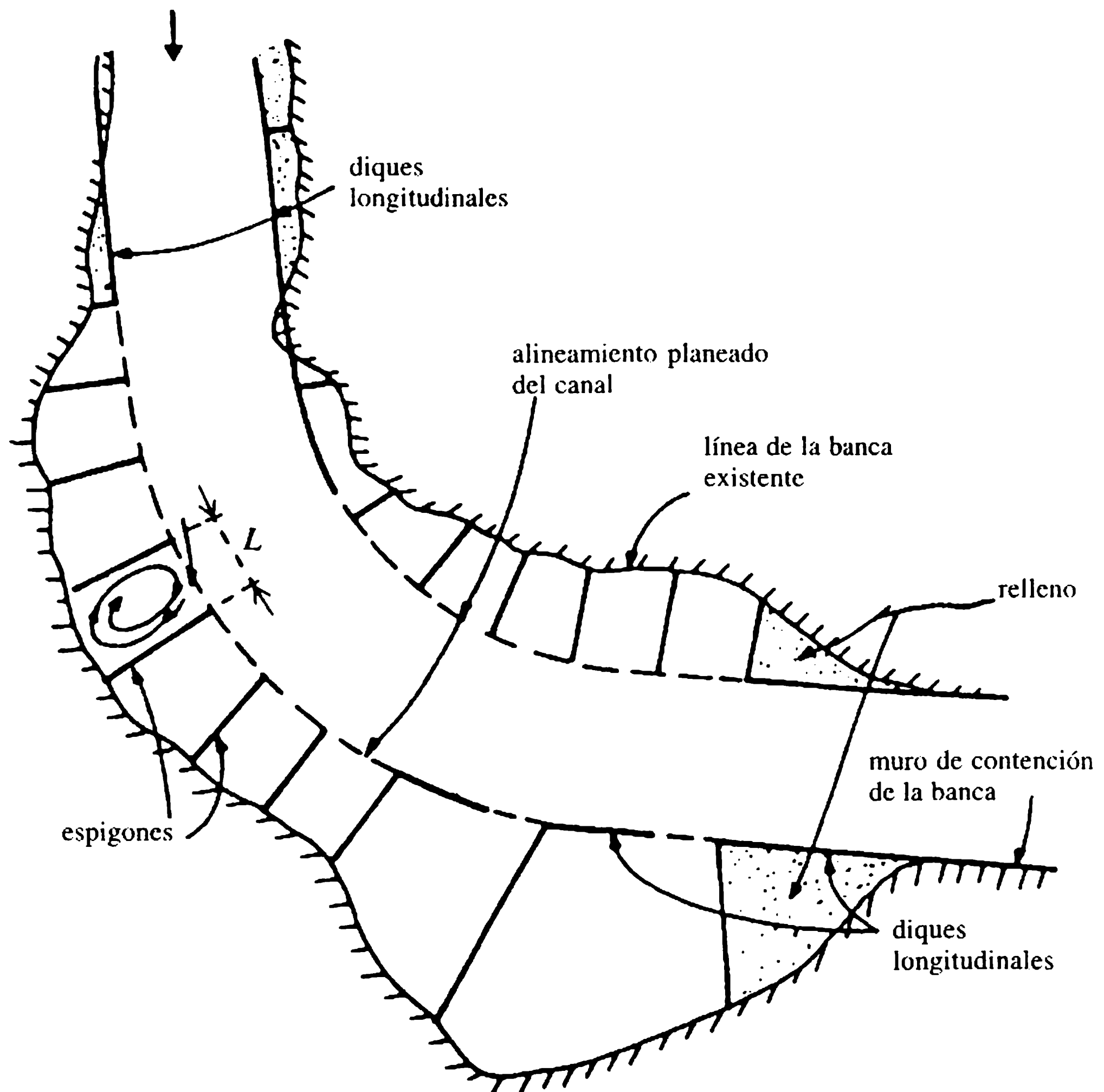
**Figura 8.13** Mejoramiento de la confluencia de un río.

#### 8.7.2 ESPIGONES, DIQUES, DEFLECTORES Y TRAVIESAS (umbrales de fondo)

Los *espigones* son pequeños espolones, permeables o sólidos, contruidos de madera, tablestacado, vegetación y mampostería de piedra (roca o prefabricados). Se proyectan generalmente dentro de la corriente y perpendiculares a la banca, pero algunas veces se inclinan con la dirección aguas arriba o aguas abajo de la corriente. El propósito principal de los espigones o campo de espigones es reducir el ancho del canal y remover el peligro de socavación existente sobre la orilla; sus extremos (las puntas de los espigones) dentro de la corriente están sujetos a socavación debido a la acumulación de sedimentos entre ellos. Como su efecto es en esencia local, el espaciamiento entre espigones no debe exceder 5 veces la longitud del espigón, pero normalmente es bastante menor; una separación de unas dos veces la longitud produce un canal de navegación bien definido; cuanto más grande sea la relación de separación entre espigones y el ancho del río, más fuerte es la aceleración y retardo local, y así un mayor obstáculo para la navegación. Los detalles sobre el diseño de espigones están fuertemente influenciados por factores económicos y, por lo general, es necesario el análisis de costo-beneficio para determinar su altura, separación, longitud y materiales; en casos más importantes estos diseños deben estar respaldados por el estudio de modelos hidráulicos (capítulo 15). Los espigones permeables casi siempre se construyen de la vegetación (por ejemplo, troncos o ramas), ejercen efectos menos severos sobre el flujo que los sólidos y al disminuir la corriente ayudan al depósito de sedimentos en el espacio entre ellos.

Ejemplos del uso de los espigones, con algunos detalles de construcción de un espigón sólido, se presentan en las figuras 8.14 y 8.15. Obsérvese la combinación de algunos espigones con diques longitudinales cortos para proteger la cabeza contra la





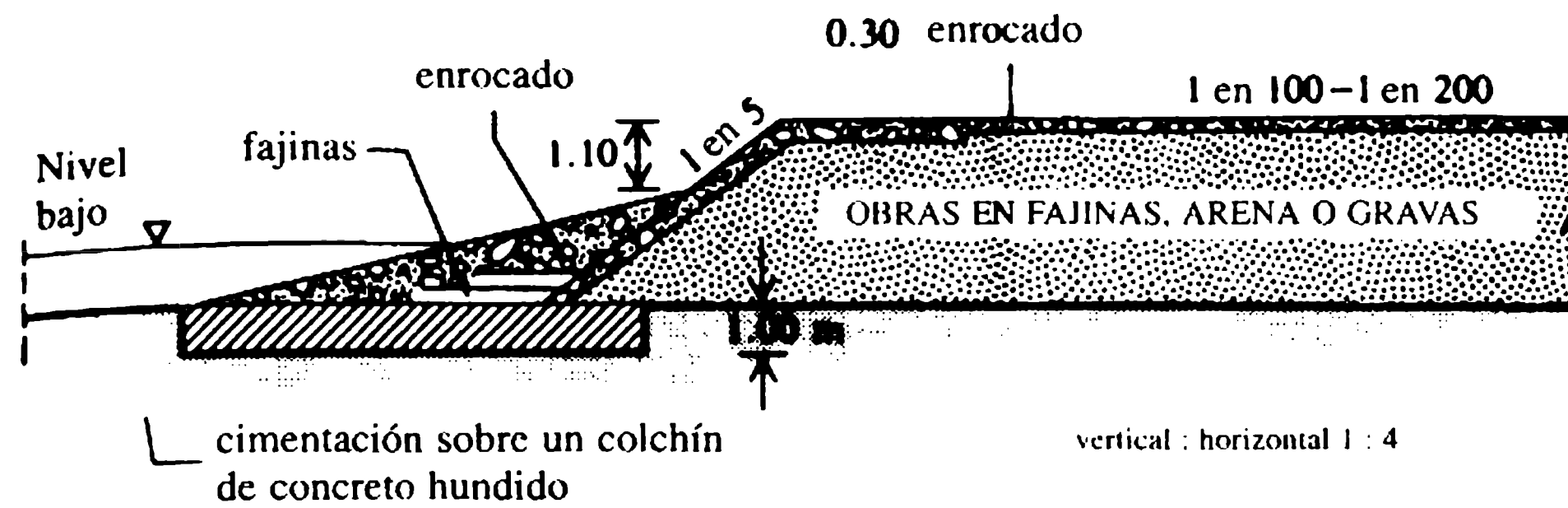
**Figura 8.14** Encauzamiento de un río mediante espigones (Kinori y Mevorach, 1984).

erosión y ayudar al depósito de sedimentos entre ellos; en ríos de montaña es aconsejable desplazar el pequeño dique levemente dentro del espacio entre los espigones.

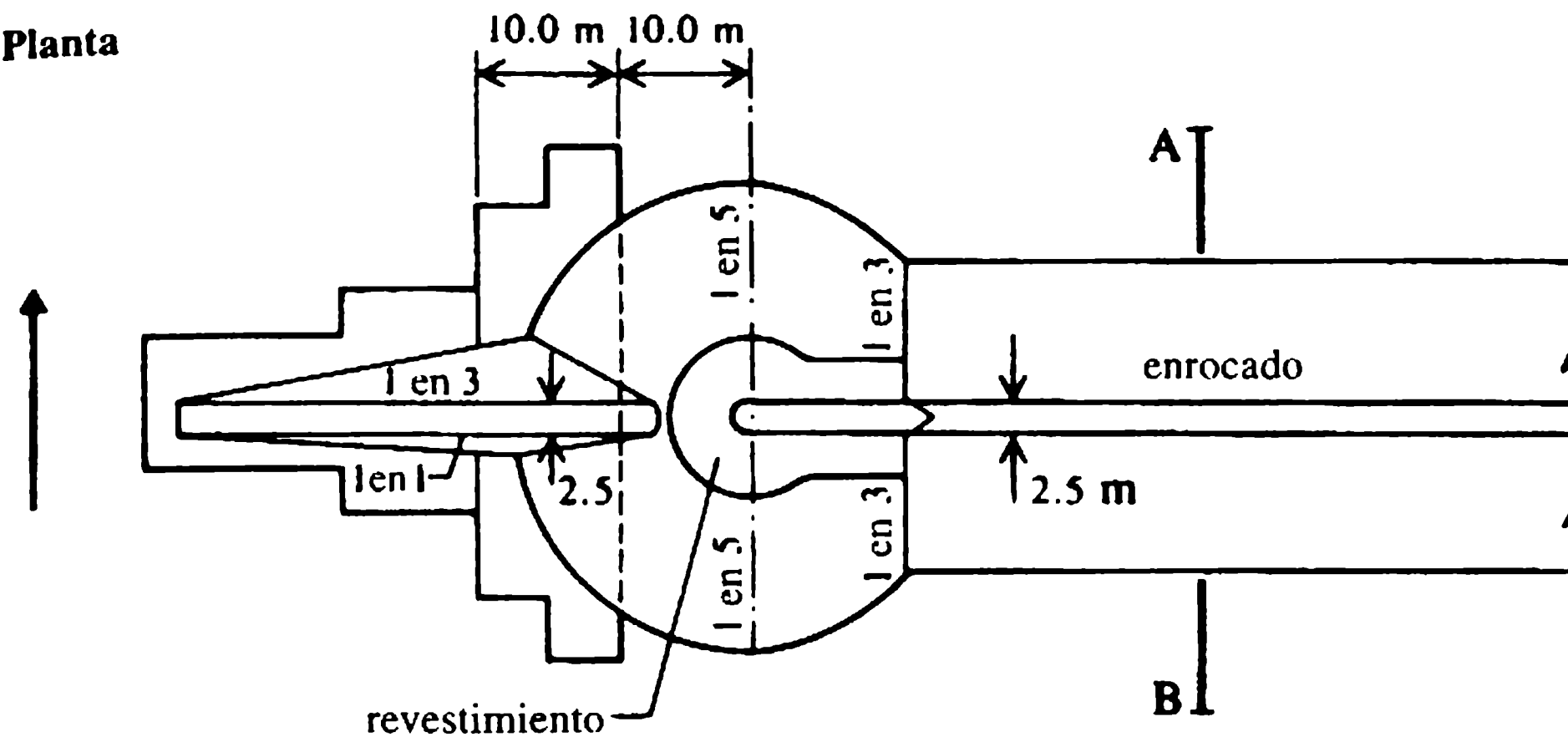
Los *diques* longitudinales (muros de encauzamiento) son en general más económicos que los espigones –si se colocan de forma apropiada– igual o aun más efectivos. El material utilizado es de nuevo piedra, roca o trabajos en fajina (en ríos de lechos blandos). Los muros de encauzamiento pueden ser sencillos –en una de las orillas del canal– o dobles. Un ejemplo del uso combinado de espigones y diques en encauzamiento de ríos se presenta en la figura 8.16; nótese el extremo abierto del muro de encauzamiento y su conexión con el cauce antiguo del río. Los diques de aguas altas se utilizan para protección contra inundaciones (figura 8.12) y su diseño y construcción han sido analizados en el capítulo 2; debe darse la mayor importancia a las protecciones contra la erosión producida por flujos con altas velocidades y procesos de socavación de ríos meándricos.

En algunos casos, una serie de *deflectores* de corriente (*álabes directrices*) contruidos de tableros de madera o metal (por ejemplo, canecas flotantes con álabes directrices de hojas metálicas), colocados con un ángulo (a menudo casi paralelo a

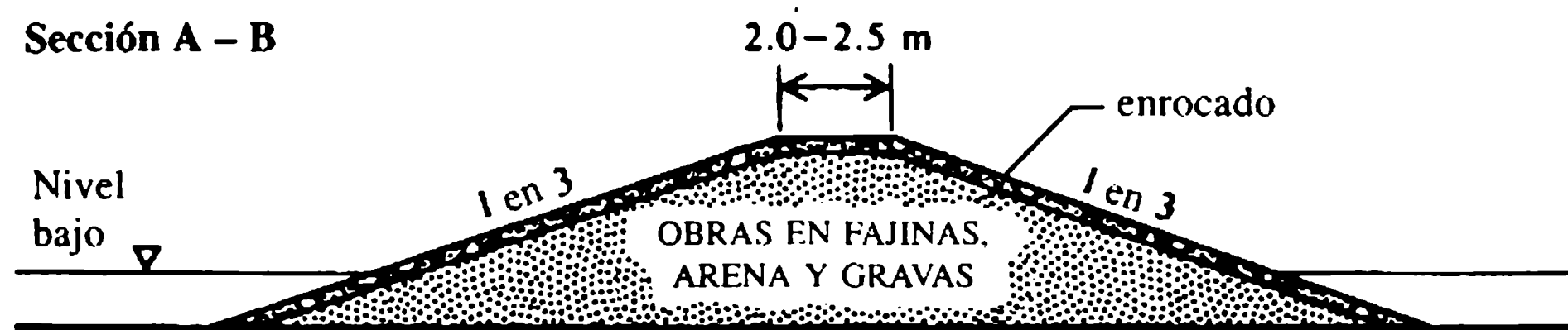
## Sección longitudinal



## Planta



## Sección A - B



1 : 250

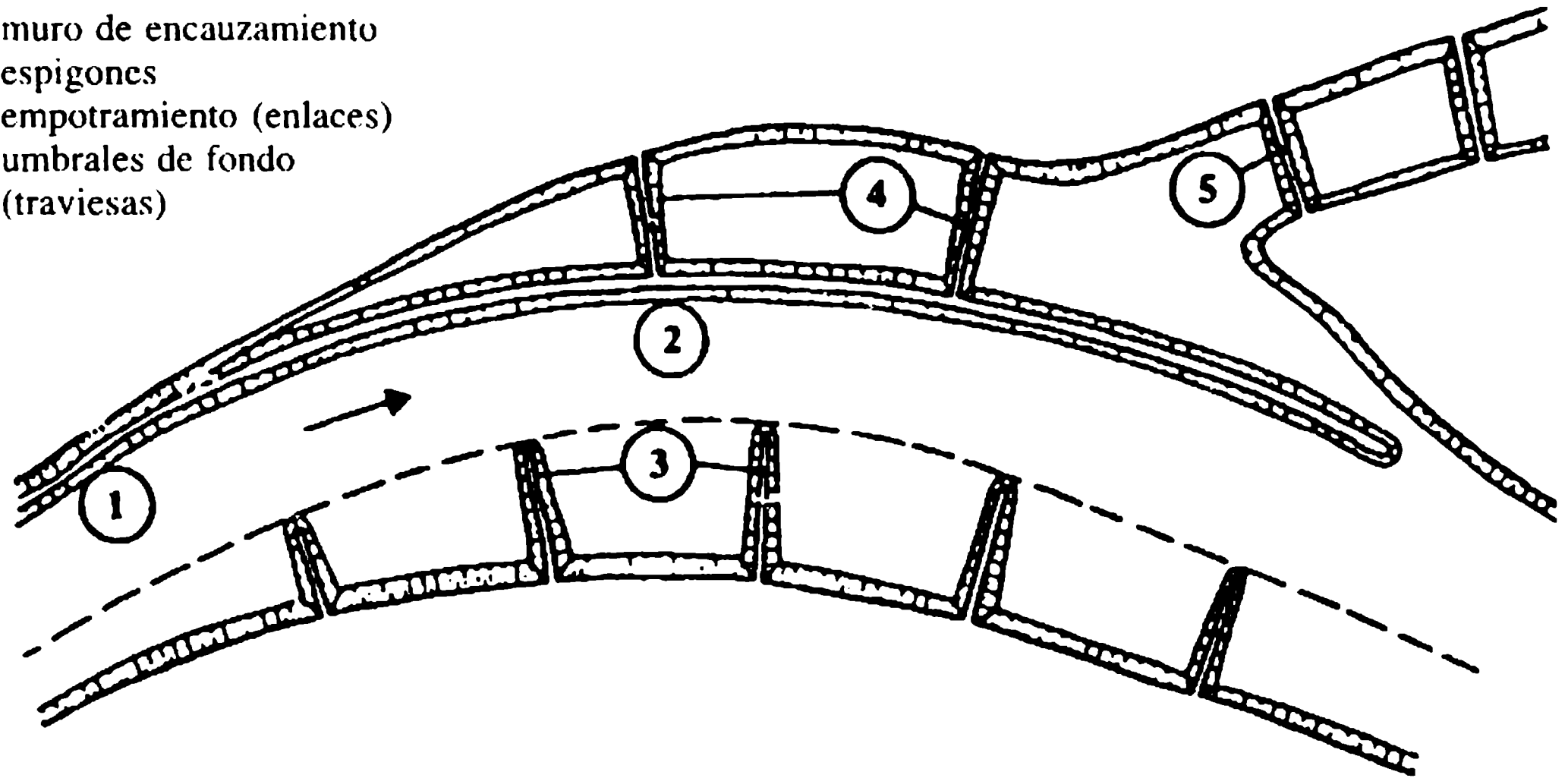
**Figura 8.15** Construcción de espigones.

la banca) y profundidad adecuados, pueden ser utilizados ya sea para desviar el flujo que erosiona la banca del río o, por otra parte, para inducir erosión del lecho y profundización local del flujo. Los detalles sobre su localización se determinan mejor mediante el estudio de modelos o experimentos *in situ*. Los deflectores se basan en la acción sobre el flujo en espiral inducido y corrientes secundarias así como en la rectificación de la dirección principal del flujo. Un ejemplo del uso de una serie de álabes directrices flotantes para ratificar el flujo y proteger la banca de un gran río se muestra en la figura 8.17.

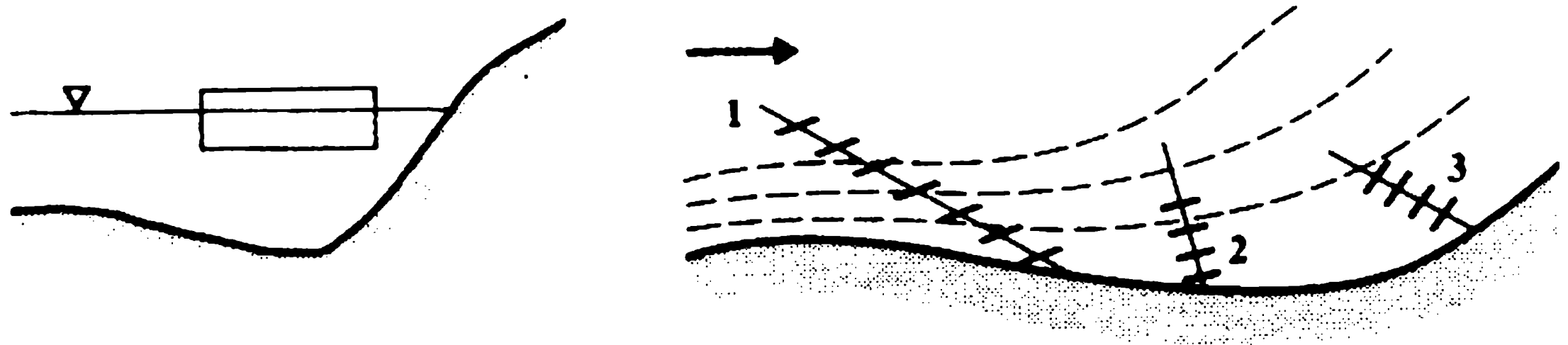
Los lechos del río expuestos a erosiones intensas pueden ser estabilizados mediante *traviesas* o —más ampliamente (y costosa)— por una serie de estructuras de caída. En general, las traviesas cubren el ancho total del cauce del río, con la mayor altura hacia las orillas y una pendiente suave hacia el centro de la corriente. Terraplenes en piedra, encofrados llenos de piedra y concreto son algunos de los materiales que con más frecuencia se utilizan para las traviesas.

*Convenciones*

- 1 banca
- 2 muro de encauzamiento
- 3 espigones
- 4 empotramiento (enlaces)
- 5 umbrales de fondo (traviesas)



**Figura 8.16** Encauzamiento de ríos con espigones y muros de encauzamiento.



**Figura 8.17** Utilización de deflectores para la protección de la banca.

### 8.7.3 PROTECCION DE LA BANCA

La protección de la banca se realiza con plantas, fajinas (las fajinas son atados o manojos de ramas, por lo general sauce), bálago, zarzas, colchacretos, mampostería, piedra lanzada, gaviones, bolsacretos, placas de concreto o de asfalto, unidades de concreto prefabricado entrelazadas con o sin vegetación, colchacretos articulados, bloques de suelo –cemento, asfalto y concreto asfáltico–, geotextiles (tejidos y no tejidos, mallas, rejillas, cintas, hojas y compuestos de diferentes formas y constitutivos), llantas usadas, etc., todos ellos utilizados con o sin membranas de revestimiento (por ejemplo, nailon, caucho, polietileno, etc.). La escogencia del material está influenciada por la extensión del área que va a ser protegida, las condiciones hidráulicas, la disponibilidad de material, el costo de materiales y mano de obra, accesos al sitio, la disponibilidad de mecanización, las condiciones del suelo, la vida útil, los requerimientos de impermeabilidad, el espesor, la flexibilidad, la rugosidad, la durabilidad, los requerimientos ambientales, etcétera.

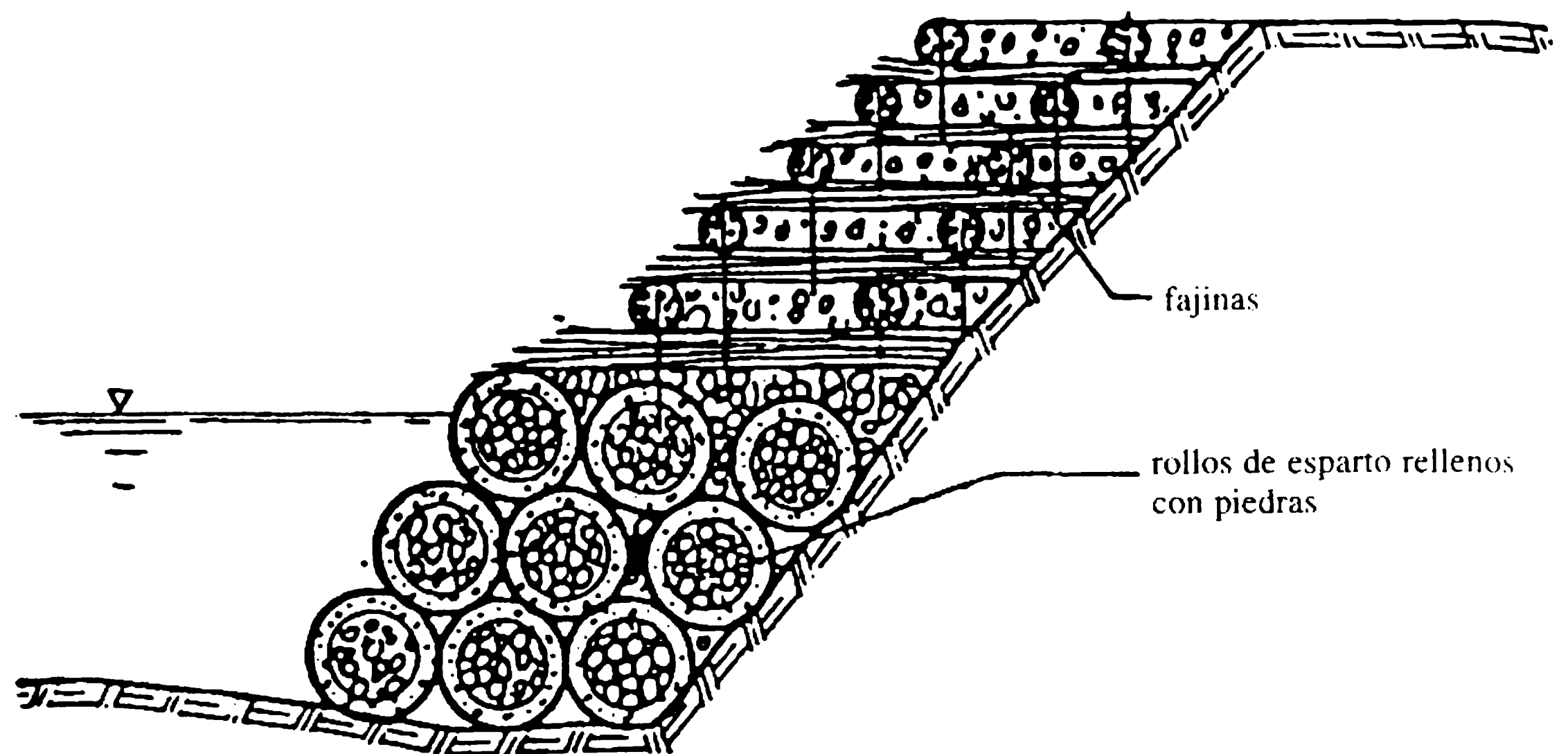
Los *geotextiles* y materiales afines se han extendido en proyectos de ingeniería civil después de los años cincuenta (en particular en ingeniería de costas) y en ingeniería de ríos desde 1970. Los geotextiles no tejidos fueron en un principio utilizados en Europa mientras que el uso de monofilamentos tejidos se originó en Estados Unidos; ambos son ahora utilizados en todo el mundo. Cuando se utilizan como césped de refuerzo para el control de orillas erosionadas, se resisten velocidades hasta de  $4 \text{ m s}^{-1}$  sin peligro; los geotextiles colocados entre el terreno y el enrocado son más económicos y dan mejor control durante la construcción que un filtro de un agregado bien gradado, en especial en aplicaciones bajo el agua. La utilización de geotextiles como una forma de concreto ha sido desarrollada para trabajos pesados (IFAI, 1992).

Muchos productos están disponibles en el comercio y los fabricantes están en capacidad de suministrar información sobre las mejores condiciones para su uso, durabilidad y tamaños de rugosidad equivalente o coeficientes de fricción y máximas velocidades permitidas. Para materiales naturales estas velocidades están de ordinario en el rango de  $0.5 \text{ m s}^{-1}$  para arenas finas, a  $1.5 \text{ m s}^{-1}$  para grava,  $1.85 \text{ m s}^{-1}$  para arcilla dura y  $0.8\text{--}2.1 \text{ m s}^{-1}$  para varios tipos de césped (y condiciones de suelo). Colchones con malla de alambre rellenos de piedra y gaviones pueden soportar velocidades superiores a  $5 \text{ m s}^{-1}$  si su espesor sobrepasa  $0.30 \text{ m}$ . El coeficiente de rugosidad de Manning para este tipo de colchón puede variar de  $0.016$  (correspondiente a tamaños de rugosidad de cerca de  $3.5 \text{ mm}$ ) para un canal revestido con un colchacreto con una lechada de cemento y sellado con una mezcla de asfalto y arena, con un acabado suave, a  $0.027$  ( $k = 125 \text{ mm}$ ) para un canal revestido con gaviones llenos con material de cantera no seleccionado.

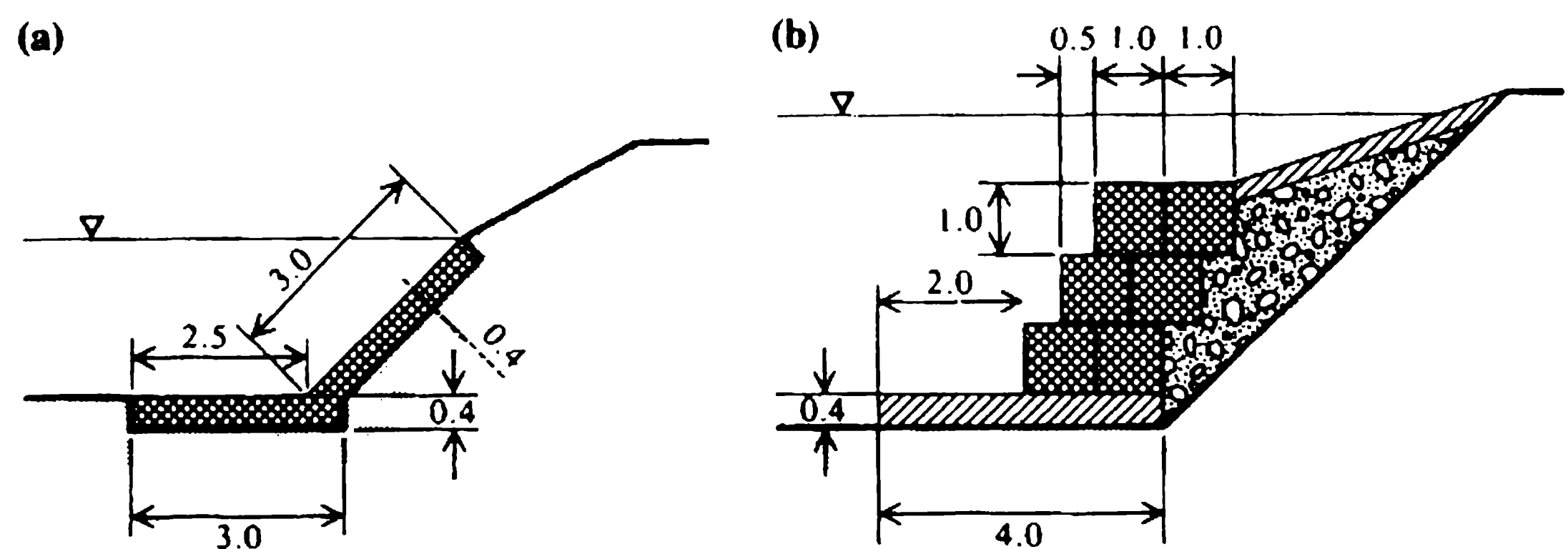
Es importante anotar que cualquier revestimiento de protección de la banca debe ser llevado hasta el lecho del río y estar provisto de una buena cimentación. Un buen filtro adaptado a las condiciones del subsuelo es esencial, como lo es un drenaje de suficiente capacidad bajo un revestimiento más o menos impermeable (ver también sección 2.6.3 y ejemplo 9.1). Donde se utilizan revestimientos permeables (la mayoría de casos en encauzamiento de ríos) es necesario proveer suficiente drenaje desde la pendiente para que el aire no sea atrapado. Un ejemplo del uso de fajinas con una cimentación de pesados rollos de escobilla de esparto, utilizados para la protección de la banca, se presenta en la figura 8.18. El uso de gaviones y colchones de gavión para reforzamiento de bancas se ilustra en la figura 8.19 y en la figura 8.20 se muestra una protección de banca con un colchón flexible de elementos de cemento prefabricado (Armorflex) sobre una capa de geotextil; ésta puede también ser cubierta por vegetación, haciendo casi invisible la protección de la banca. Para más información sobre el diseño de protección de la banca, materiales y construcción, se debe consultar por ejemplo Brandon (1987, 1989) y Hemphill y Bramley (1989).

### Ejemplo 8.1

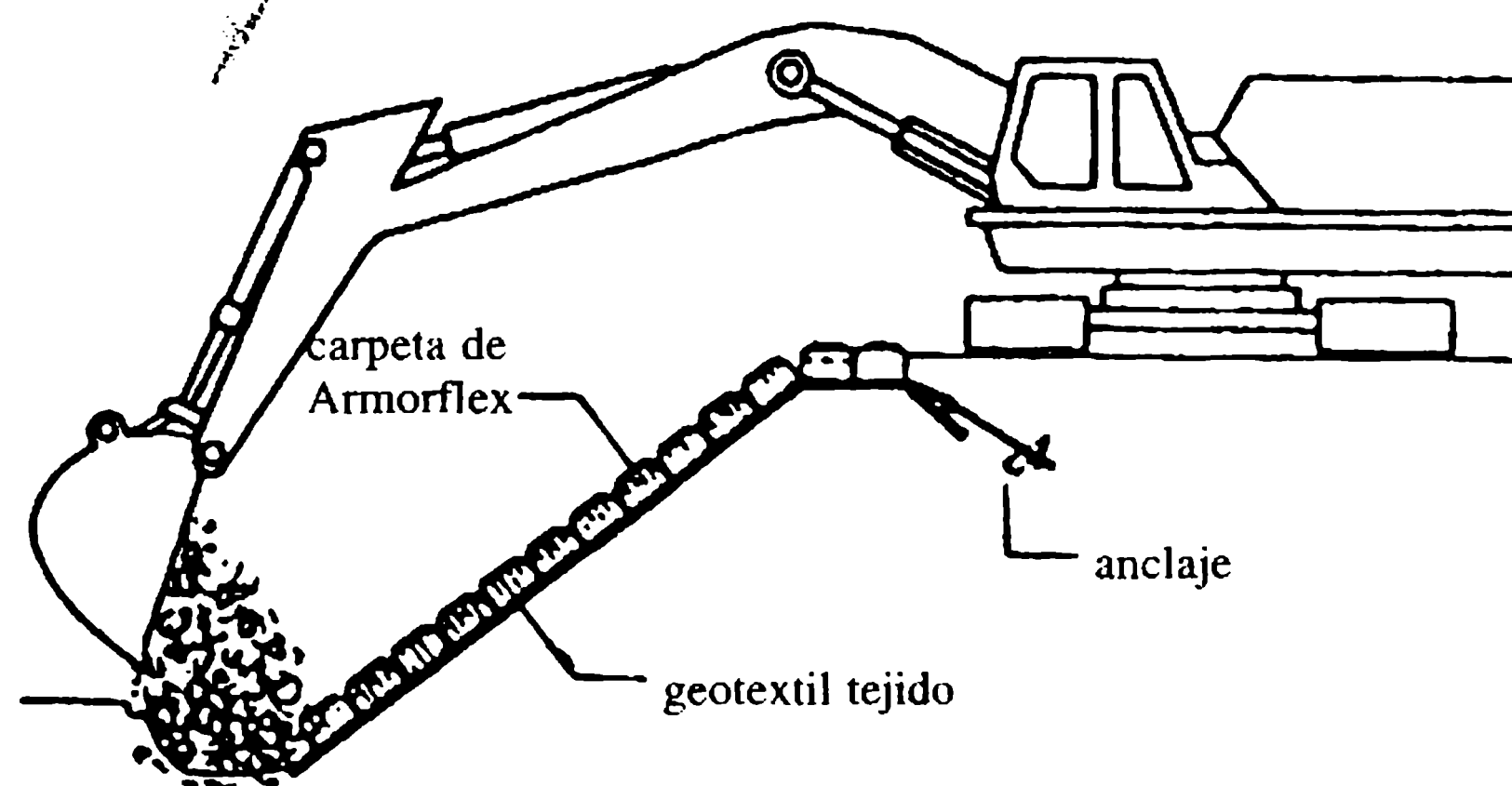
Un canal ancho tiene una profundidad de flujo de  $1.7 \text{ m}$  y una velocidad media de  $2.5 \text{ m s}^{-1}$ . Si se toma  $\rho_s = 2650 \text{ kg m}^{-3}$ , encontrar el tamaño mínimo del material del lecho necesario para obtener un lecho estable.



**Figura 8.18** Protección de banca con fajinas y rollos de escobilla de esparto rellenos con piedras.



**Figura 8.19** Protección de la banca con gaviones; dimensiones en metros.



**Figura 8.20** Protección de la banca con revestimientos flexibles de elementos de concreto.

**Solución**

Si se toma  $c$  en la ecuación (8.19) como 0.056 (Shields) y se usa la ecuación de Manning-Strickler (8.6), se tiene:

$$d = RS/(\Delta \times 0.056) = 11RS = 11(Vn)^2/R^{1/3} = (0.04V)^2 \times 11 \times (d/R)^{1/3}.$$

Por tanto,

$$d^{1/3} = 0.133V/R^{1/6} = 0.133 \times 2.5/1.7^{1/6} = 0.303, \quad \text{o} \quad d = 0.028 \text{ m} = 28 \text{ mm}.$$

**Ejemplo 8.2**

Un canal de 2.0 m de profundidad, 15 m de ancho en el lecho, con pendientes laterales 1:2 (V:H) es excavado en una grava de  $d = 50 \text{ mm}$ . ¿Cuál es la máxima pendiente permitida y qué caudal puede transportar el canal sin que se presenten problemas en su estabilidad? Tomar  $\varphi = 37^\circ$  y esfuerzo cortante crítico en el fondo como  $0.97 \rho g y S$ .

**Solución**

Para una partícula del lecho,  $\tau_{bc} = \rho g \Delta d \times 0.056 = 10^4 \times 1.65 \times 0.05 \times 0.056 = 46.2 \text{ N m}^{-2}$ .

Para una partícula del talud,  $\tau_{sc} = \tau_{bc} (1 - \sin^2 \theta / \sin^2 \varphi)^{1/2} = 30.9 \text{ N m}^{-2}$  (nótese que  $\tan \theta = 1/2$ ). Así,

$$0.75 \rho g y S_1 = 30.9 \text{ N m}^{-2} \text{ (lados)}$$

$$0.97 \rho g y S_2 = 46.2 \text{ N m}^{-2} \text{ (lecho)}$$

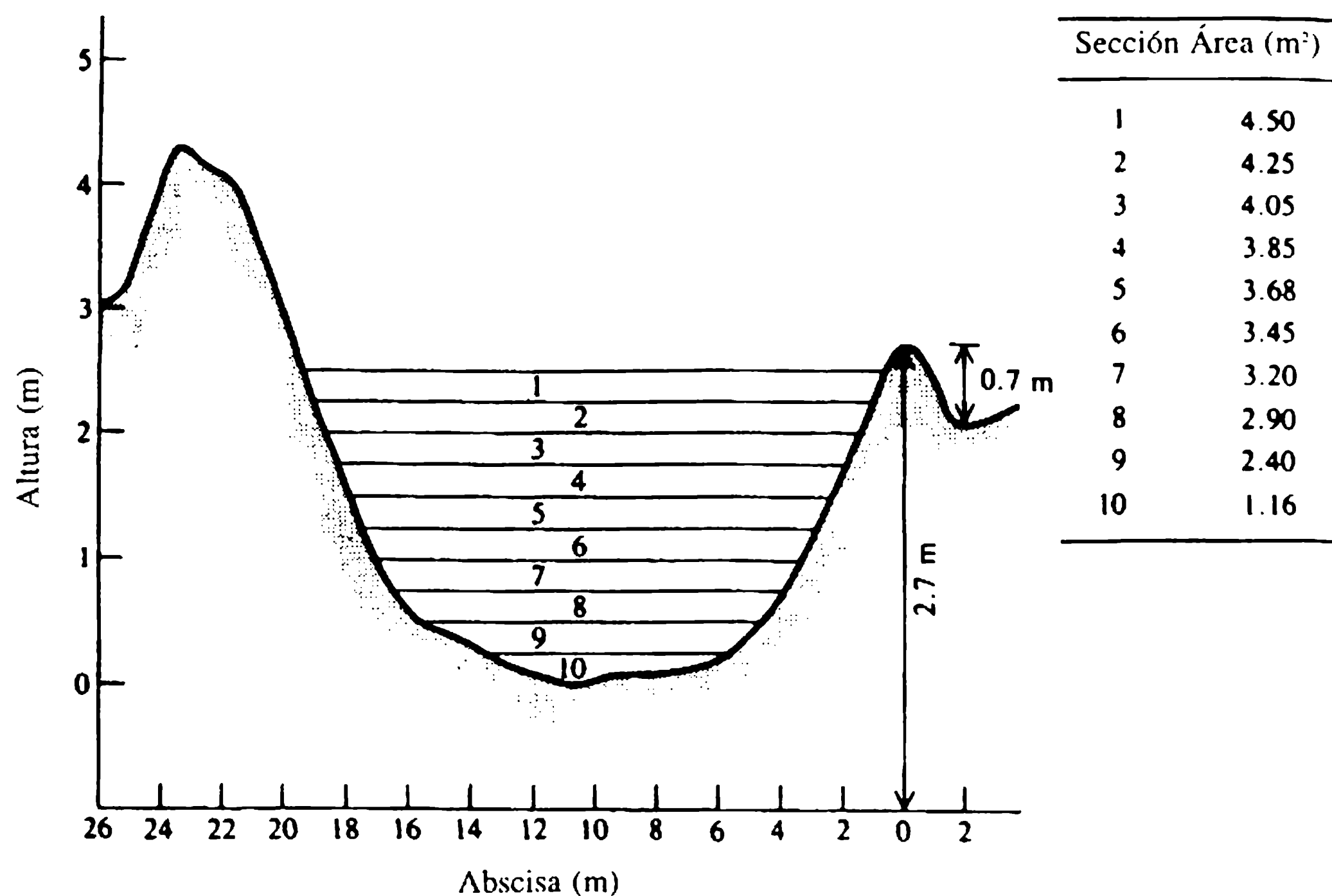
Por consiguiente,  $S_1 = 0.865 S_2$  y  $S_1 < S_2$  la estabilidad del talud es decisiva. La pendiente permitida del canal es  $S_1 = 30.9 / (10^4 \times 0.75 \times 2) = 2.06 \times 10^{-3}$ . El caudal permitido es:

$$Q = AR^{2/3} S^{1/2} / n = [38 / (0.04 \times 0.05^{1/6})] [38 / (15 + 4\sqrt{5})]^{2/3} (2.06 \times 10^{-3})^{1/2} \\ = 96 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}.$$

**Ejemplo 8.3**

Diseñar un vertedero Crump para medir el flujo de una pequeña cuenca. La sección transversal del río en el sitio donde se va a construir la estructura se muestra en la figura 8.21 y las medidas existentes de un correntómetro, de los caudales del río, se tabulan a continuación.





**Figura 8.21** Sección transversal del río.

| Lectura de mira, $h'$ (m) | Caudal medido, $Q$ (m³ s⁻¹) |
|---------------------------|-----------------------------|
| 0.12                      | 0.75                        |
| 0.15                      | 1.10                        |
| 0.19                      | 1.21                        |
| 0.26                      | 1.80                        |
| 0.32                      | 2.30                        |
| 0.42                      | 4.36                        |
| 1.04                      | 15.40                       |

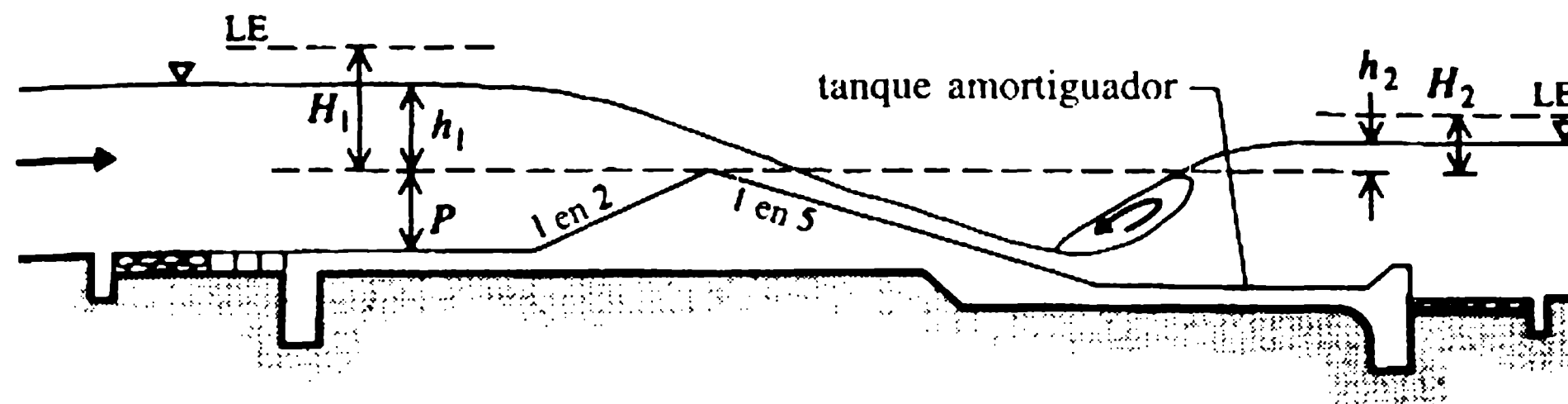
La lectura de mira es 0.00 cuando la profundidad del flujo en el canal es 0.37 m ( $= z$ ). La información adicional es la siguiente:

1. El rango del caudal de sequía es 0.5-1.0 m³ s⁻¹.
2. La creciente con periodo de retorno de 20 años es 25 m³ s⁻¹ y de 100 años es 60 m³ s⁻¹.
3. El tramo del río aguas arriba del sitio propuesto está en una planicie de inundación utilizada para ganadería.

### Solución

La figura 8.22 muestra los detalles del perfil del vertedero Crump. La figura 8.23 muestra una disposición del diagrama de flujo del diseño sobre la base de que se puede desarrollar un *software* apropiado para resolver el problema. La solución detallada y los cálculos de diseño se describen a continuación.

(a) Sección transversal del vertedero Crump



(b) Planta

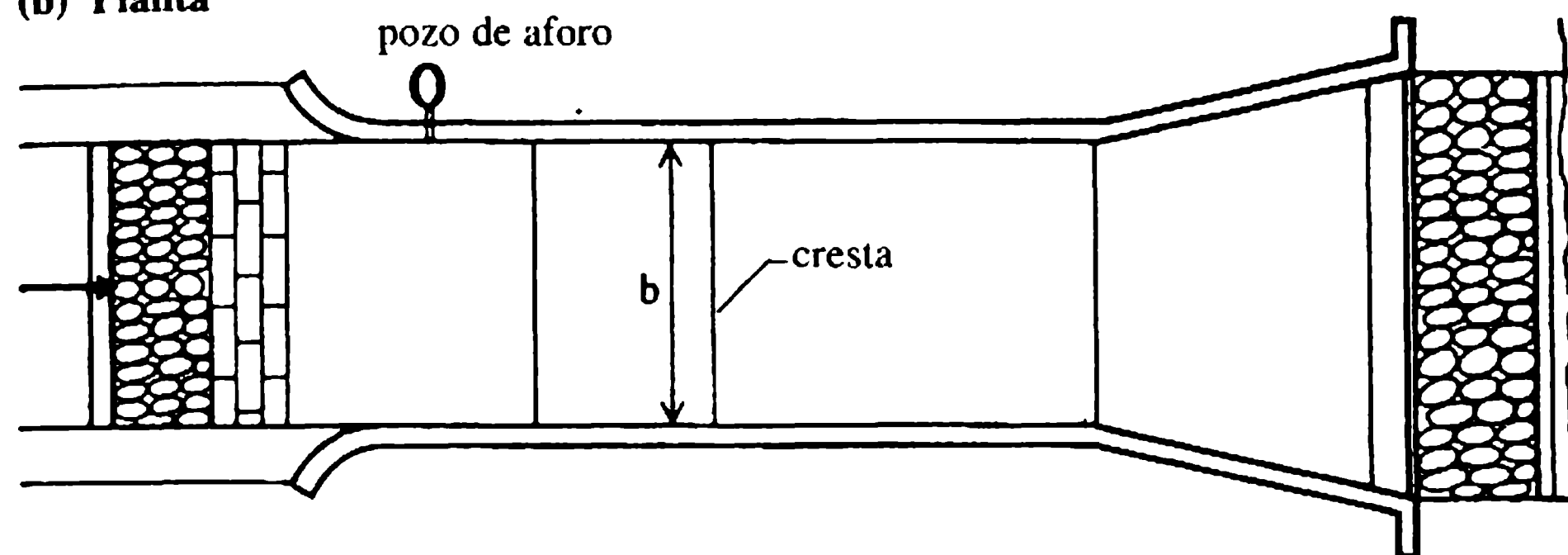


Figura 8.22 Disposición del vertedero Crump.

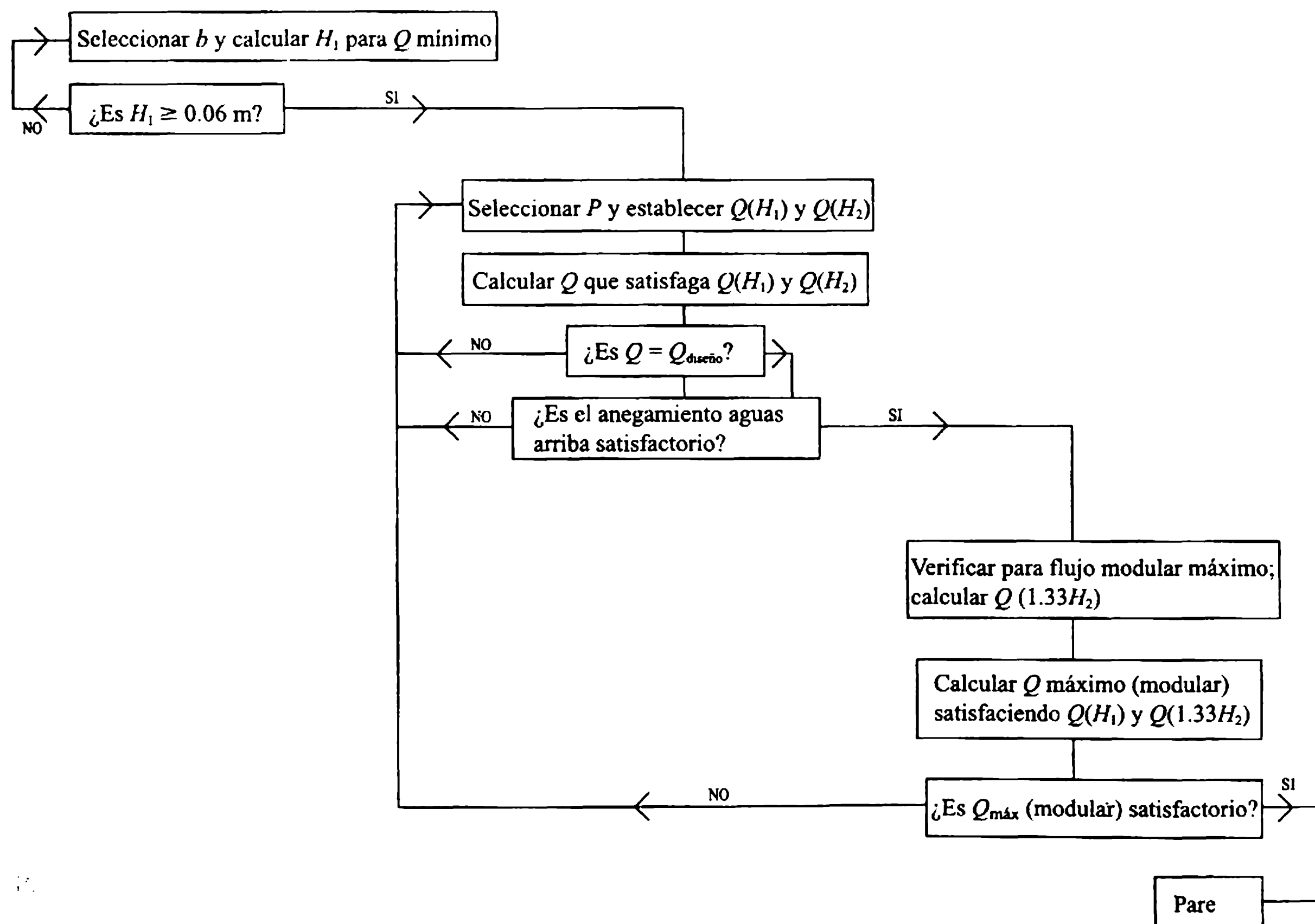
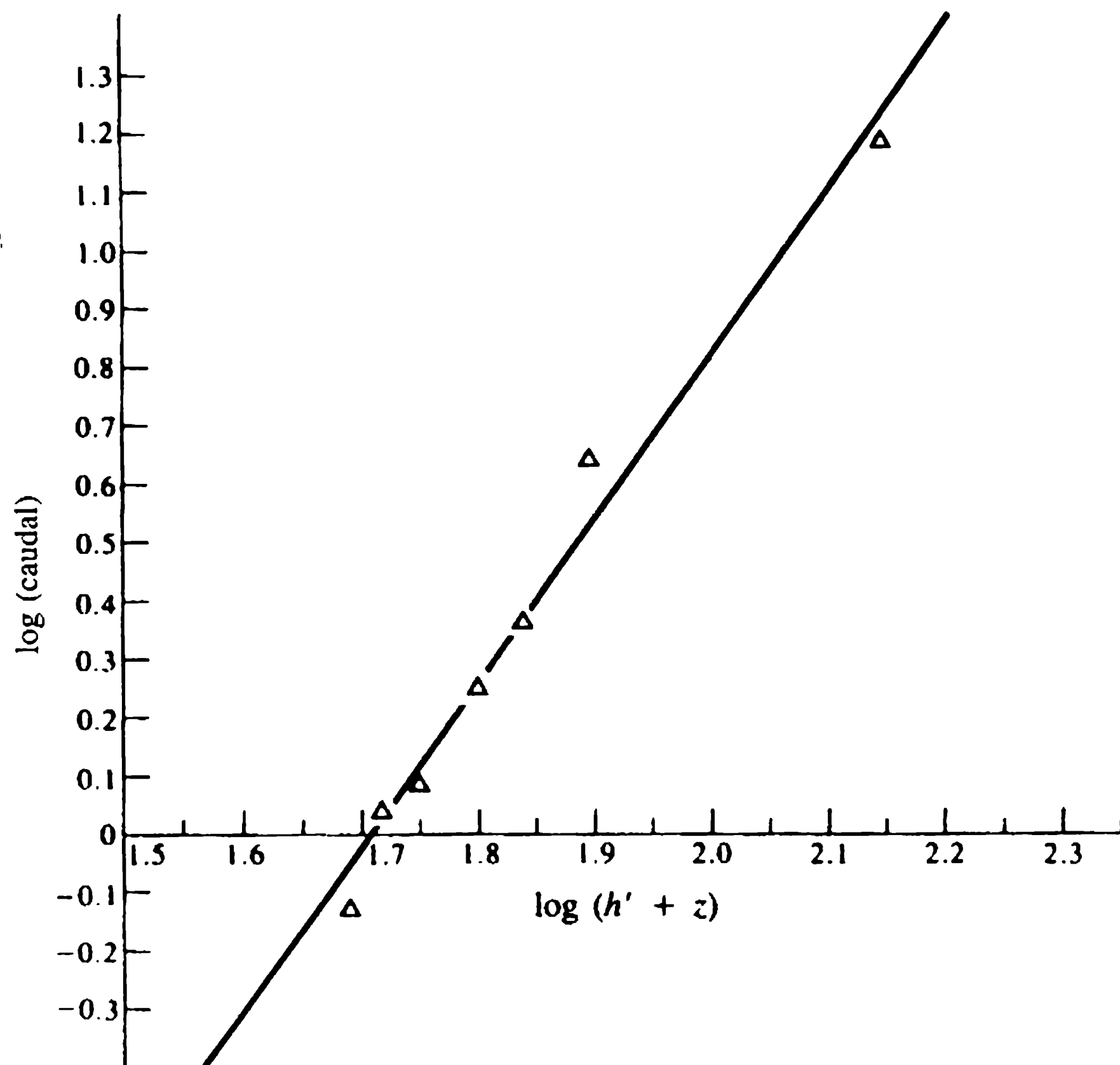


Figura 8.23 Diagrama de flujo para el diseño del vertedero Crump.



**Figura 8.24** Log ( $h' + z$ ) contra log  $Q$ .

Seleccionar el ancho,  $b$ , del vertedero aproximadamente como el ancho del lecho,  $B$ , es decir  $b \approx B = 10$  m (figura 8.21). La cabeza mínima sobre la cresta para evitar efectos de tensión superficial es 0.06 m aproximadamente. Por tanto, a partir de la ecuación de descarga del vertedero Crump (modular) se tiene:

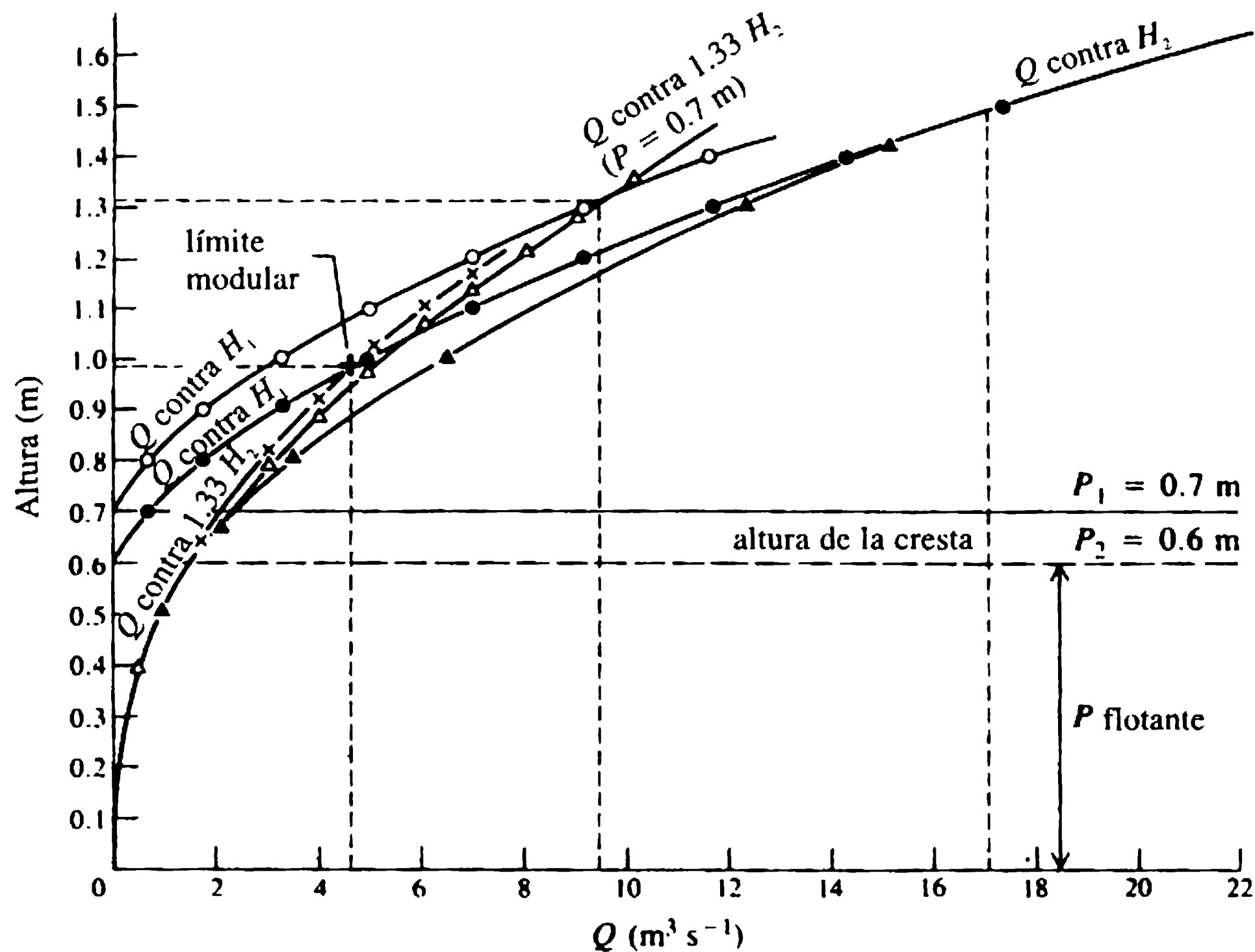
$$Q = C_d g^{1/2} b H_1^{3/2}. \quad (i)$$

Con  $C_d = 0.626$  (Water Resources Board, 1970),  $H_1$  para el mínimo caudal de  $0.5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  es  $0.0864 \text{ m} > 0.06 \text{ m}$  y resulta satisfactorio. La gráfica en una escala log-log de la curva nivel-caudal (con nivel =  $h' + z$ ) se presenta en la figura 8.24.

De los detalles dados de la sección transversal de la corriente, el área  $A$  (figura 8.21) se calcula para diferentes niveles y se determina la velocidad. De aquí, la energía  $H_2$  aguas abajo del vertedero se calcula a partir de:

$$h' + z + V^2/2g$$

La curva de calibración de la descarga ( $H_2$  contra  $Q$ ) se representa en la gráfica de la figura 8.25. La ecuación  $i$  la curva de calibración aguas arriba (la fórmula del vertedero arroja  $H_1$  contra  $Q$ ) también se presenta a través de la gráfica en la figura 8.25.



**Figura 8.25** Curvas de diseño.

### Selección de la altura de la cresta, $P$

Las alturas grandes son costosas y crean inundaciones aguas arriba, mientras que las pequeñas alturas crean frecuentes condiciones de flujos no modulares (ahogados). El límite de la relación modular,  $H_2/H_1$  para los vertederos Crump es 0.75 (Water Resources Board, 1970) y la creciente modular de diseño entre 1/2 y 1 año de periodo de retorno es considerada como la norma. De la información dada sobre caudales de creciente en el río, la creciente con periodo de retorno de 1 año es de unos  $5 \text{ m}^3 \text{s}^{-1}$  (gráfica log-log entre  $Q$  y  $T$ ). El límite de la relación modular sugiere que  $H_1 = 1.33H_2$  y, seleccionando una altura de la cresta de  $0.7 \text{ m}$  (como primer tanteo), la curva  $Q$  contra  $1.33H_2$  se ha representado en la gráfica de la figura 8.25, que corta la curva  $Q$  contra  $H_1$  en  $Q = 9.4 \text{ m}^3 \text{s}^{-1}$ . Ésta corresponde a una creciente con periodo de retorno de 3.3 años, que está lejos por exceso de la norma de diseño. Por tanto, se selecciona un valor inferior de  $P$ .

Una altura de cresta de  $0.6 \text{ m}$  produce una creciente modular límite de  $4.6 \text{ m}^3 \text{s}^{-1}$  con un periodo de retorno de 1.1 años. Esta condición es satisfactoria; de ahí que se adopte para el diseño una altura de cresta de  $0.6 \text{ m}$ .

### Verificación de especificaciones

1. No modularidad: el caudal límite modular de  $4.6 \text{ m}^3 \text{s}^{-1}$  corresponde a  $H_2 = 0.29 \text{ m}$  y  $H_1 = 0.39 \text{ m}$  (figura 8.25). Así,  $H_2/H_1 = 0.74$ , lo cual es adecuado.

2. La figura 8.21 sugiere que el máximo nivel antes de que el desbordamiento sobre la banca ocurra es 2.7 m (desde el nivel del lecho). Permitiendo un crecimiento razonable del nivel freático de 0.3 m por debajo del nivel del terreno, el máximo nivel de prevención de desbordamiento e inundación es 1.7 m. En consecuencia, el máximo nivel del agua, aguas arriba del vertedero, que corresponde a estas condiciones es  $h_1 = 1.7 - 0.6 = 1.1$  m. De aquí que el caudal,  $Q$ , que puede fluir sobre el vertedero sin producir inundación es  $26.75 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  (de acuerdo con la figura 8.24).

Obsérvese lo siguiente:

$$Q = C_d C_v g^{1/2} b h_1^{3/2} \text{ (fórmula del vertedero)} \quad (\text{ii})$$

$$C_v h_1^{3/2} = H_1^{3/2} \quad (\text{iii})$$

donde

$$H_1 = h_1 + V_1^2/2g \quad (\text{iv})$$

y

$$V_1 = Q/[B(h_1 + P)]. \quad (\text{v})$$

Combinando lo anteriormente dado:

$$\frac{1}{2} C_d^2 [(b/B) (h_1/h_1 + P)]^2 C_v^2 - C_v^{2/3} + 1 = 0. \quad (\text{vi})$$

La solución de esta ecuación, tabular o con gráfica (Water Resources Board, 1978), arroja:

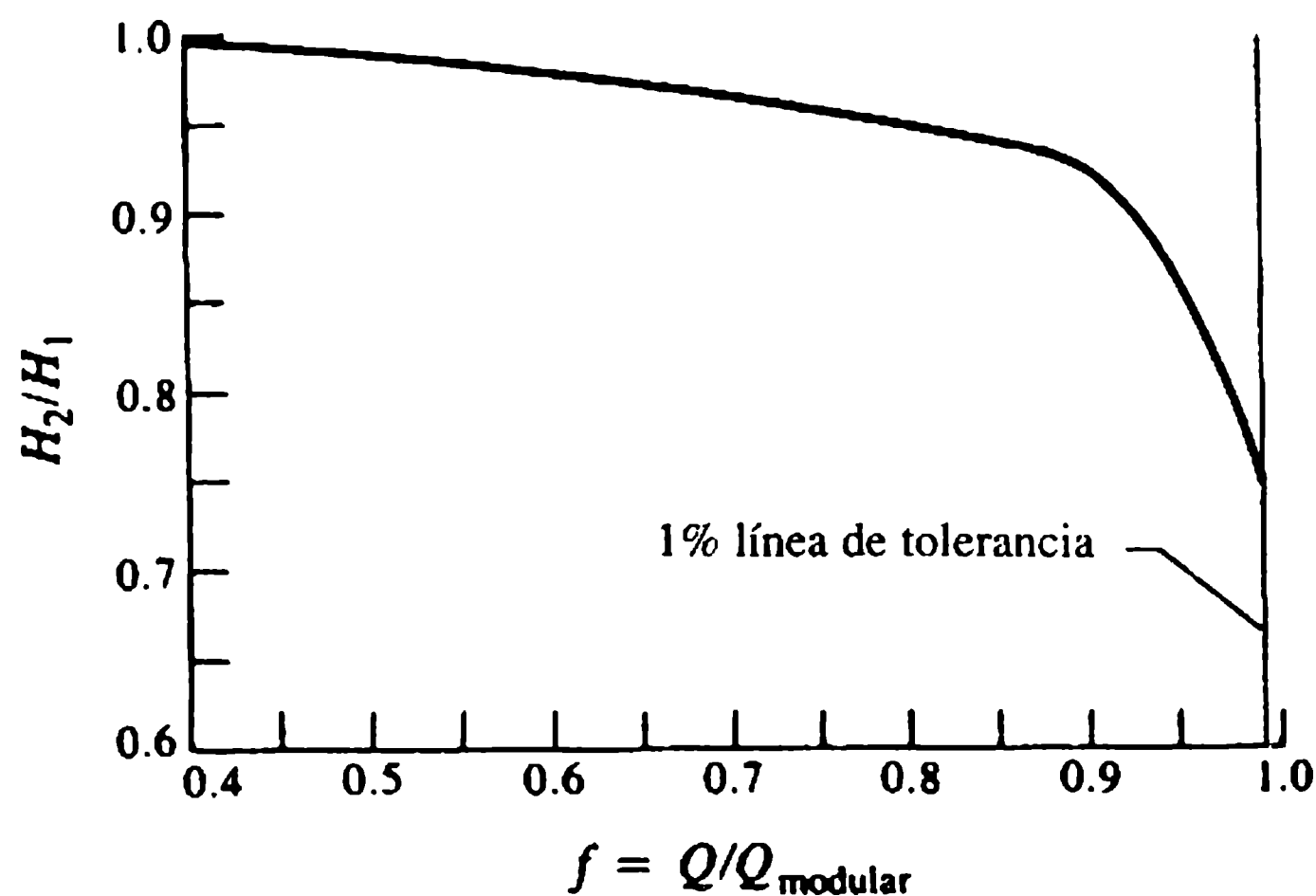
$$C_v = 1.175.$$

El caudal así calculado tiene un periodo de retorno cercano a los 25 años, que es bastante aceptable para el uso específico del terreno aguas arriba de la estructura.

Cálculos similares indican que un caudal de creciente del orden de  $73 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  con un periodo de retorno de 175 años claramente inunda la zona aguas arriba (el nivel del agua sobre el umbral es alrededor de 2 m). Por tanto, la presencia de la estructura propuesta no causará mayores problemas de inundaciones.

La curva de calibración del flujo modular se obtiene de la siguiente manera. La ecuación del flujo modular puede utilizarse para construir la curva nivel-caudal. La siguiente tabla muestra los puntos:

| $h_1$ (m) | $C_v$             | $Q(\text{m}^3 \text{ s}^{-1})$ |
|-----------|-------------------|--------------------------------|
| 0.10      | 1.003             | 0.62                           |
| 0.20      | 1.009             | 1.78                           |
| 0.30      | 1.018             | 3.30                           |
| 0.38      | ← por iteración ← | 4.60                           |



**Figura 8.26** Factor de corrección  $f$  para flujos no modulares.

### *Curva de calibración de caudal no modular*

Se utiliza el siguiente procedimiento. Se supone que el caudal no modular,  $Q$ , es  $6 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . Entonces  $H_2 = 0.375 \text{ m}$  (figura 8.25). Estimando  $H_1$  en  $0.450 \text{ m}$ ,  $H_2/H_1 = 0.833$ . El factor de corrección del flujo ahogado (no modular),  $f$ , puede ser obtenido de la gráfica en la figura 8.26 (Water Resources Board, 1970) entre  $f$  y  $H_2/H_1$ . De manera que  $f = 0.965$ , y de aquí:

$$\begin{aligned} Q &= f Q_{\text{modular}} \\ &= 0.965 \times 5.95 \quad (Q_{\text{modular}} = C_d g^{1/2} b H_1^{3/2}) \\ &= 5.74 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} < 6.0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}. \end{aligned}$$

Si se repite el proceso para diferentes estimaciones de  $H_1$  se obtiene  $Q \approx 6 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  para un valor de  $H_1 = 0.46 \text{ m}$ . La solución iterativa de la ecuación de energía (ecuación iv) da como resultado  $h_1 = 0.44 \text{ m}$ . La siguiente tabla presenta los datos para la curva de calibración del caudal no modular:

| $Q \text{ (m}^3 \text{ s}^{-1}\text{)}$ | $h_1 \text{ (m)}$ |
|---|-------------------|
| 6.0                                     | 0.44              |
| 8.0                                     | 0.55              |
| 10.0                                    | 0.64              |
| 12.0                                    | 0.72              |
| 14.0                                    | 0.80              |
| 17.0                                    | 0.91              |

Nótese que el vertedero propuesto sólo puede ser utilizado como una estructura de medición hasta valores de  $17 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  (figura 8.25) con un periodo de retorno de 10 años. Si esta situación no es aceptable, se debe elevar la altura de la cresta o disminuir su longitud. Ambas alternativas crean condiciones indeseables aguas arriba de la estructura (frecuentes inundaciones).



## Referencias

- Abbott, M.B. (1979) *Computational Hydraulics*, Pitman, London.
- Ackers, P. (1983) Sediment transport problems in irrigation systems design, in *Developments in Hydraulic Engineering*. Vol. 1 (ed. P. Novak), Elsevier Applied Science, London.
- Ackers, P. (1993) Flow formulate for straight two-stage channels. *Journal of Hydraulic Research*, **31** (4), 509-31.
- Ackers, P., White, W.R., Perkins, J.A. and Harrison, A.J.M. (1978) *Weirs and Flumes for Flow Measurement*, Wiley, New York.
- Blench, T. (1969) *Mobile Bed Fluviology*, Alberta University Press, Calgary.
- Bos, M.G. (ed.) (1976) *Discharge Measurement Structures*, Report 4, Laboratory of Hydraulics and Catchment Hydrology, Wageningen.
- Bos, M.G., Reploge, J.A. and Clemmens, A.J. (1984) *Flow Measuring Flumes for Open Channel Systems*, Wiley, New York.
- Brandon, T.W. (ed.) (1987, 1989) *River Engineering*, Parts I and II, Institute of Water and Environmental Management, London.
- Brierley, S.E. and Novak, P. (1983) The effect of a reservoir on the morphology of a gravel-bed river with tributaries, in *Proceedings of the 20th Congress of the International Association for Hydraulic Research*, Moscow, Vol. VI, pp. 49-57.
- BSI (1969a) *Measurement of Liquid Flow in Open Channels: Velocity-Area Methods*, BS 3680, Part 3, British Standards Institution, London.
- BSI (1969b) *Measurement of Liquid Flow in Open Channels: Weirs and Flumes*, BS 3680, Part 4, British Standards Institution, London.
- BSI (1986) *Measurement of Liquid Flow in Open Channels: Dilution Methods*, BS 3680, Part 2, British Standards Institution, London.
- Burgess, L.C.N. (1967) Air photo-interpretation as an aid in flood susceptibility determination, in *Proceedings of the International Conference on Water for Peace*, Washington, DC, Vol. 4.
- Chadwick, A. and Morfett, J. (1993) *Hydraulics in Civil and Environmental Engineering*, 2nd edn, E & FN Spon, London.
- Chow, V.T. (1983) *Open Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, New York.
- Cole, J.A. (ed.) (1982) *Advances in Hydrometry*, Proceedings of the 1st International Symposium, Publication 134, International Association of Hydrological Science, Exeter.
- Cunge, J.A. (1969) On the subject of flood propagation computation method (Muskingum method). *Journal of Hydraulic Research*, **7** (2), 205-30.
- Cunge, J., Holly, F. and Verwey, A. (1980) *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*, Pitman, London.
- Featherstone, R.E. and Nalluri, C. (1995) *Civil Engineering Hydraulics*, 3rd edn. Blackwell Scientific, Oxford.
- Fjeredingstad, E. (1963) *Limnological Estimates of Water Pollution Levels*, WHO/EBL/10, World Health Organization.
- Garde, R.J. and Ranga Raju, K.G. (1985) *Mechanics of Sediment Transportation and Alluvial Stream Problems*, 2n edn, Wiley Eastern, New Delhi.
- Graf, W.H. (1984) *Hydraulics of Sediment Transport*. Water Resources Publications, Littleton, CO.
- Harrison, A.J.M. and Owen, M.W. (1967) A new type of structure for flow measurement in steep streams. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, London, **36**, 273-96.

- Hemphill, R.W. and Bramley, M.E. (1989) *Protection of River and Canal Banks*, CIRIA and Butterworth, London.
- Henderson, F.M. (1966) *Open Channel Flow*, Macmillan, New York.
- Herschy, R.W. (ed.) (1978) *Hydrometry – Principles and Practices*, Wiley, Chichester.
- Herschy, R.W. (ed.) (1986) *New Technology in Hydrometry*, Adam Hilger, Bristol.
- Hey, R.D. (1986) River mechanics. *Journal of the Institution of Water Engineers and Scientists*, **40** (2), 139-58.
- Hey, R.D., Bathurst, J.C. and Thorne, C.R. (1982) *Gravel-bed Rivers: Fluvial Processes, Engineering and Management*, Wiley, Chichester.
- Hubbell, D.W., Stevens, H.H., Skinnner, J.V. and Beverage, J.P. (1981) Recent refinements in calibrating bedload samplers, in *Proceedings of Special Conference, Water Forum 81*, American Society of Civil Engineers, San Francisco, CA.
- IFAI (1992) *A Design Primer: Geotextiles and Related Materials*, Industrial Fabrics Association International, St Paul, MN.
- Jaeggi, M.N.R. and Zarn, B. (1990) A new policy in designing flood protection schemes as a consequence of the 1987 floods in the Swiss Alps, in *Proceedings of the International Conference on River Flood Hydraulics* (ed. W.R. White), Wiley, Chichester, Paper C2, pp. 75-84.
- James, A. (1977) Water quality, in *Facets of Hydrology* (ed. J. Rodda), Wiley, New York, Chapter 7.
- Jansen, P. Ph., van Bendegom, L. and van den Berg, J. (1979) *Principles of River Engineering: the Non-tidal Alluvial River*, Pitman, London.
- Keller, R.J. and Rodi, W. (1988) Prediction of flow characteristics in main channel/flood plain flows. *Journal of Hydraulic Research*, **26** (4), 425-41.
- Kennedy, J.F. (1983) Reflections on rivers, research and Rouse. *Journal of the Hydraulic Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, **109** (10), 1253-71.
- Kinori, B.Z. and Mevorach, J. (1984) *Manual of Surface Drainage Engineering*, Elsevier, Amsterdam.
- Knight, D.W. and Samuels, P.G. (1990) River flow simulation: research and development. *Journal of the Institution of Water and Environmental Management*, **4**, 163-75.
- Leopold, L.B., Wolman, M.G. and Miller, J.P. (1964) *Fluvial Processes in Geomorphology*, W.H. Freeman, San Francisco, CA.
- Newson, M.D. (1986) River basin engineering – fluvial geomorphology. *Journal of the Institution of Water Engineers and Scientists*, **40** (4), 307-24.
- Novak, P. (1957) Bedload meters—development of a new type and determination of their efficiency with the aid of scale models, in *Proceedings of the International Association for Hydraulic Research 7th Congress*, Lisbon, Paper A9.
- Novak, P. (1986) *Applied Hydraulics*, 2nd revised edn, International Institute for Hydraulic and Environmental Engineering, Delft.
- Novak, P. and Čábelka, J. (1981) *Models in Hydraulic Engineering – Physical Principles and Design Applications*, Pitman, London.
- Petersen, M.S. (1986) *River Engineering*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Price, R.K. (1985) Flood routing, in *Developments in Hydraulic Engineering*, Vol. 3 (ed. P. Novak), Elsevier Applied Science, London.
- Ranga Raju, K.G. (1993) *Flow Through Open Channels*, 3rd edn, Tata McGraw-Hill, New Delhi.
- Raudkivi, A.J. (1979) *An Advanced Introduction to Hydrological Processes and Modelling*, Pergamon, Oxford.

- Sargent, D.M. (1981) The development of a viable method of streamflow measurement using the integrating float technique. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **71** (2), 1-15.
- Schaffernak, F. (1950) *Flussmorphologie und Flussbau*, Springer, Vienna.
- Sellin, R.H.J., Giles, A. and van Besten, D.P. (1990) Post-implementation appraisal of a two-stage channel in the River Roding, Essex, *Journal of the Institution of Water and Environmental Management*, **4**, 119-30.
- Shaw, E.M. (1994) *Hydrology in Practice*, 3rd edn, Chapman & Hall, London.
- UNECAFE (1953) *River Training and Bank Protection*, Flood Control Series No. 4, UN Economics Commission for Asia and the Far East, Bangkok.
- Vanoni, V.A. (ed.) (1975) *Sedimentation Engineering*, American Society of Civil Engineers, New York, 745, pp.
- de Vries, M. (1985) *Engineering Potamology*, International Institute for Hydraulic and Environmental Engineering, Delft.
- Wark, J.B., James, C.S. and Ackers, P. (1994) *Design of Straight and Meandering Channels; Interim Guidelines on Hand Calculation Methodology*, R&D Report 13, National Rivers Authority, Bristol, 86 pp.
- Water Resources Board (1970) *Crump Weir Design*, Technical Note TN8, Water Resources Board, Reading.
- WMO (1980) *Manual on Streamflow Gauging*, Vols. 1 and 2, WMO No. 519, World Meteorological Organization.
- Yalin, M.S. (1992) *River Mechanics*, Pergamon, Oxford.

# Obras de desviación 9

## 9.1 Vertederos y barreras

### 9.1.1 GENERALIDADES

Los vertederos y las barreras son presas con niveles relativamente bajos construidas en un río para elevar suficientemente su nivel, para desviar la totalidad o parte del flujo hacia un canal de suministro o conducto para irrigación, generación hidroeléctrica, usos domésticos e industriales, etc. Estas estructuras de desviación usualmente proporcionan una capacidad pequeña de almacenamiento. En general, los vertederos (con o sin compuertas) son más voluminosos que las barreras, las que siempre se controlan mediante compuertas. Las barreras incluyen canales reguladores, diques de nivel bajo para mantener un flujo de aproximación apropiado hacia los reguladores, túneles sedimentadores para controlar la entrada de sedimentos al canal y escaleras de peces para sus movimientos migratorios.

Los vertederos también se utilizan para desviar inundaciones repentinas hacia áreas de irrigación o para recarga de acuíferos subterráneos. Algunas veces también se emplean como estructuras para medición de flujos. (La figura 9.7 presenta una descripción detallada de las diversas partes de una barrera construida sobre ríos que fluyen sobre lechos permeables).

La selección del sitio para una barrera depende ante todo de la localización y elevación del canal de toma; debe escogerse un lugar donde el lecho del río sea comparativamente angosto y de relativa estabilidad. Deben considerarse los requerimientos de almacenamiento, la interferencia con las estructuras existentes, como puentes, el desarrollo urbano y la existencia de tierras agrícolas valiosas, etc., así como las opciones disponibles para desviar el flujo durante la construcción.

### 9.1.2 ATAGUÍAS

Las ataguías son estructuras temporales utilizadas para desviar el agua de un área donde se construye una estructura permanente. Deben ser tan impermeables como sea factible, relativamente baratas y, si es posible, construidas con materiales disponibles en la región.

Algunas veces se usan estructuras como túneles o canales, construidas para desviar el flujo del sitio, como parte de estructuras permanentes (tuberías de carga,

vertederos, compuertas, conducciones a turbinas o canales de fuga de turbinas, etc.). Si las obras de construcción se realizan en dos etapas, parte de la estructura acabada en la primera etapa puede utilizarse como estructura de desviación (vertedero de excesos o compuertas) durante la segunda etapa de construcción (figura 9.1) (Linsley y Franzini, 1979).

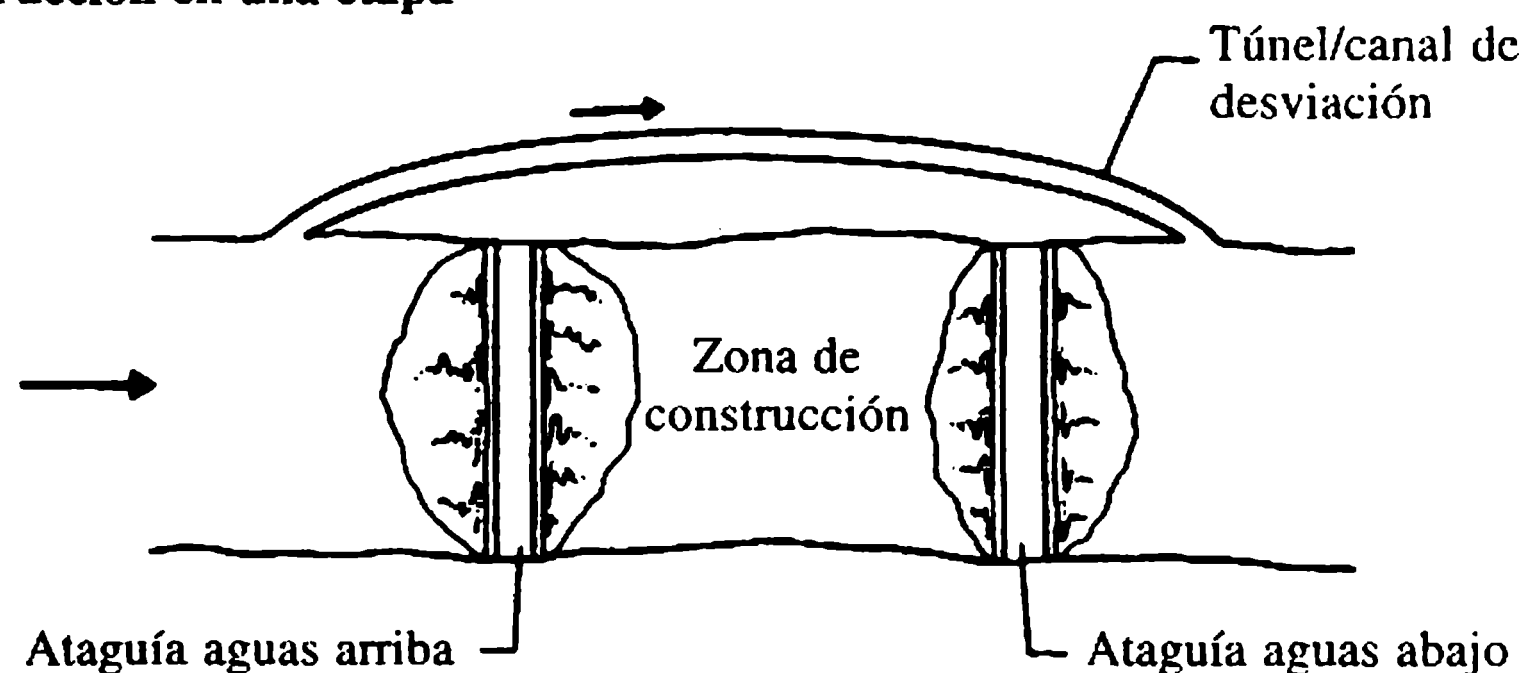
La selección de la creciente de diseño para estas obras de desviación depende del riesgo que se esté dispuesto a asumir. Es decir, se tiene que considerar una creciente de diseño más conservadora en situaciones donde los desbordamientos durante la construcción tendrían resultados desastrosos. Si se permiten desbordamientos, se deben reforzar la parte superior y la pendiente aguas abajo de la ataguía para minimizar la erosión. El flujo de desbordamiento debe extenderse sobre la mayor longitud posible de la ataguía, para reducir así la concentración del flujo. El control de los desechos flotantes es otro requerimiento esencial para minimizar el taponamiento de los túneles de desviación, en especial durante la estación de flujos altos.

### 9.1.3 COMPONENTES DE UNA BARRERA

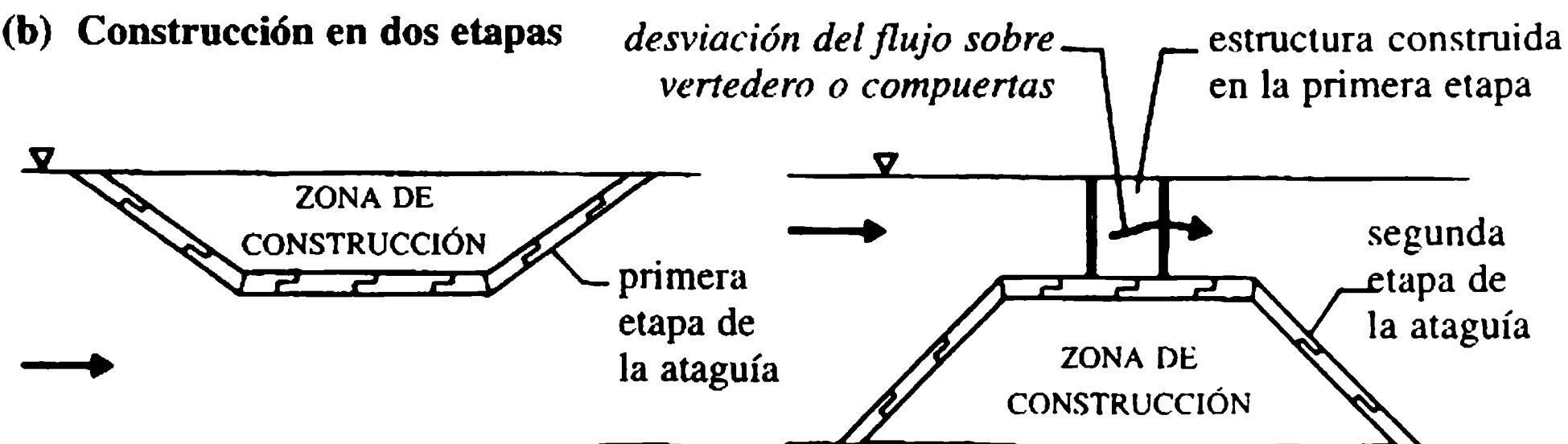
#### a. Guías de la banca

Las guías de la banca dirigen el flujo principal del río tan centralmente como sea posible hacia la estructura de desviación. También salvaguardan la barrera de la erosión y pueden diseñarse a fin de inducir la curvatura conveniente con respecto al

#### (a) Construcción en una etapa



#### (b) Construcción en dos etapas



**Figura 9.1** Desviación del flujo de la corriente por ataguías.

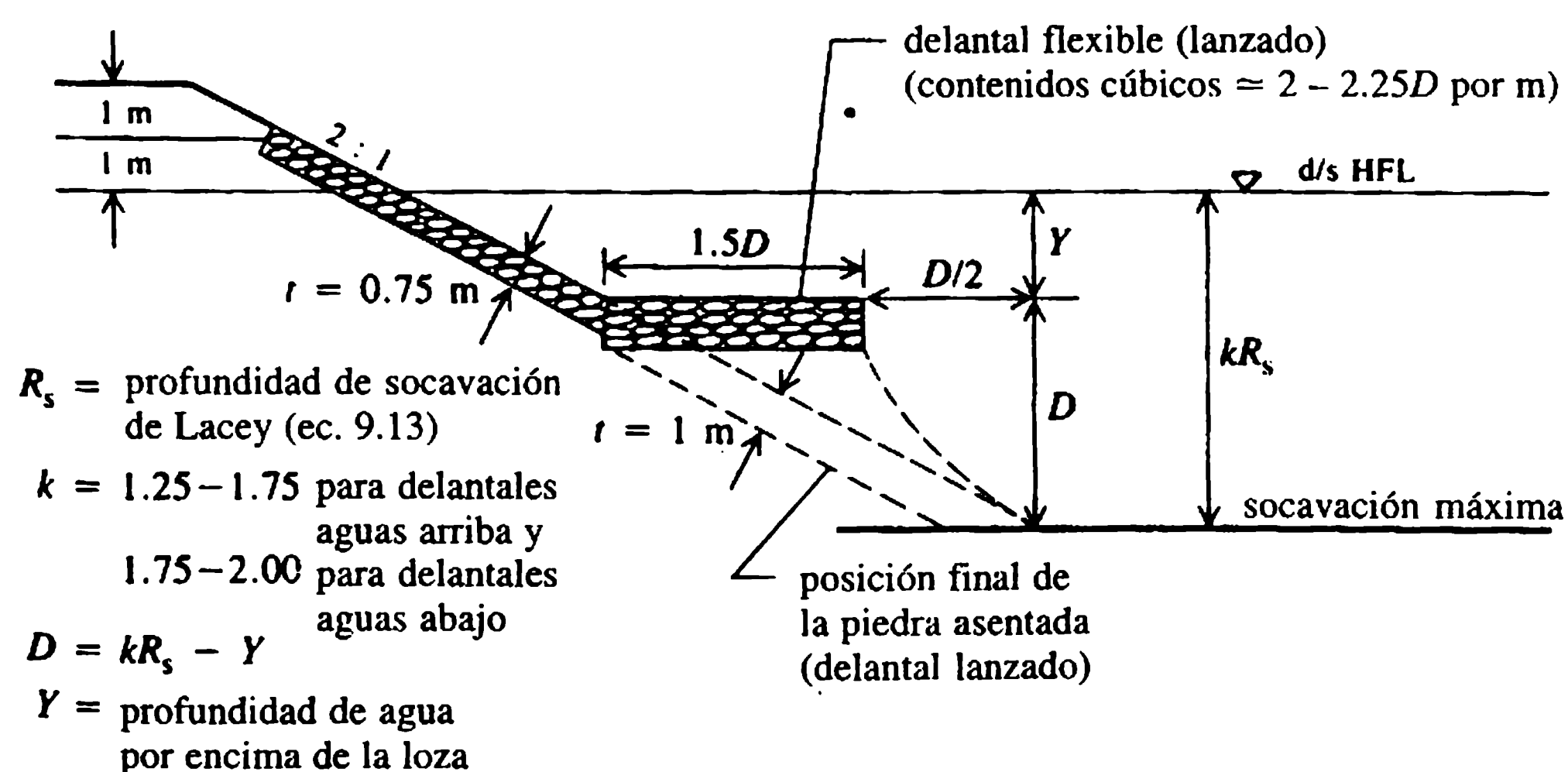
flujo para excluir los sedimentos de los canales. Los taludes laterales de las guías deben protegerse con revestimiento de piedra, con suficiente delantal de piedra 'auto-lanzante' al nivel más bajo posible (figura 9.2). Los niveles de las guías en la partes superiores dependerán del incremento del nivel producido por la crecienta máxima aguas arriba de la barrera. La sobrelevación (diferencia de niveles entre el cauce aguas arriba y el cauce aguas abajo durante el paso de la crecienta máxima) produce una curva de remanso aguas arriba de la barrera y se deben construir diques a lo largo del tramo aguas arriba del río para contener el flujo de la crecienta.

### b. Muros de defensa

Se diseñan muros de defensa bordeando la barrera y soportando los estribos a manera de muros de contención. Los muros rastrillos (llevados por debajo de los niveles de erosión) debajo de los muros de defensa y de los estribos a ambos lados, además de pantallas de tablestacas aguas arriba y aguas abajo a través del río, forman un compartimiento cerrado que provee buenas condiciones de cimentación al vertedero.

### c. Compuertas y malacates

Las compuertas utilizadas en barreras son del mismo tipo de las que se utilizan en vertederos de cresta (capítulo 6). Compuertas de ascenso vertical y las Tainter se usan con frecuencia para controlar el caudal sobre la cresta (umbral) de la barrera. La capacidad de descarga de una barrera con compuerta en su cresta depende de las condiciones del flujo libre (capítulo 4) o sumergido a través de la compuerta. Para compuertas elevadas en su totalidad, se deben consultar la tabla 8.1 para flujo libre y la tabla 9.2 para condiciones de flujo sumergido. Para una compuerta de esclusas



**Figura 9.2** Criterios de diseños para delantales lanzados sobre vertederos y guías de banca.



vertical sobre un fondo horizontal (umbral), el flujo libre (modular) por metro de ancho puede escribirse como (capítulo 6):

$$q = C_d a (2gH_1)^{1/2} \quad (9.1)$$

en donde  $\alpha$  es la abertura de la compuerta y  $H_1$  la profundidad del agua aguas arriba por encima del umbral en caso que éste se eleve por encima del lecho del canal de aproximación. El coeficiente de caudal,  $C_d$ , está dado por [ecuación (6.3)]:

$$C_d = C_c / (1 + C_c a / H_1)^{1/2} \quad (9.2)$$

donde  $C_c$  (coeficiente de contracción)  $\approx 0.61$ . El coeficiente de caudal para condiciones de flujo libre depende ligeramente de la relación  $a/H_1$ , y está en el intervalo entre 0.5 y 0.6 para  $H_1/a = 2-16$ . La ecuación (9.1) puede utilizarse también para flujo sumergido (no modular) en cuyo caso el coeficiente de caudal  $C_d$  es una función tanto de las relaciones de las profundidades aguas arriba ( $H_1$ ) como aguas abajo ( $H_2$ ) con respecto a la abertura de la compuerta (*ver* Henderson, 1966; Ranga Raju, 1993). Para la relación  $H_2/H_1 < 0.5$  las condiciones de flujo libre existen, mientras que para  $H_2/H_1 = 0.50$ ,  $C_d$  varía entre 0.45 y 0.52; para 0.66,  $C_d$  varía entre 0.36 y 0.40 y para 0.8 está alrededor de 0.27. En el caso de una compuerta inclinada (o compuerta Tainter) el coeficiente de contracción,  $C_c$ , es mayor que 0.61 y puede aproximarse como [ecuación (6.4)]:

$$C_c = 1 - 0.75 \frac{\theta}{90} + 0.36 \left( \frac{\theta}{90} \right)^2 \quad (9.3)$$

donde  $\theta$  es el ángulo de inclinación con la horizontal.

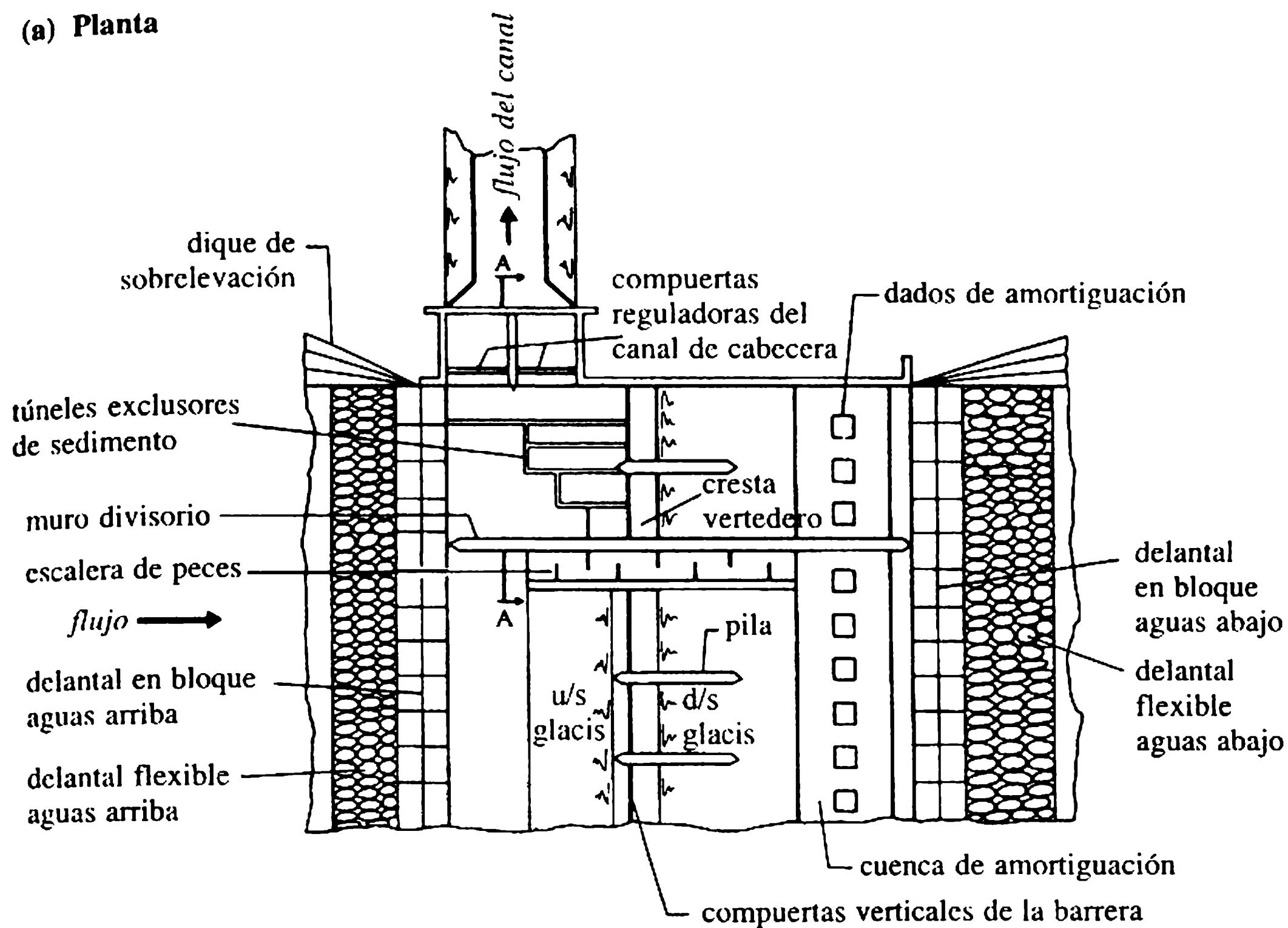
#### d. Reguladores

Las estructuras que controlan la desviación hacia el canal de suministro se denominan reguladores (sección 9.2). Los principios de diseño son los mismos que los utilizados en el diseño de barreras, excepto que los reguladores son una versión más pequeña de las barreras. El umbral de entrada de un regulador debe permitir la entrada del máximo flujo para varios niveles de almacenamiento. Otro aspecto importante en el diseño del regulador es la exclusión de sedimentos de los canales (sección 9.2). Túneles sedimentadores se construyen a menudo en las bahías de las barreras adyacentes al regulador, para que las capas más pesadas de agua inferiores cargadas de sedimentos se desvíen por los túneles (figura 9.3).

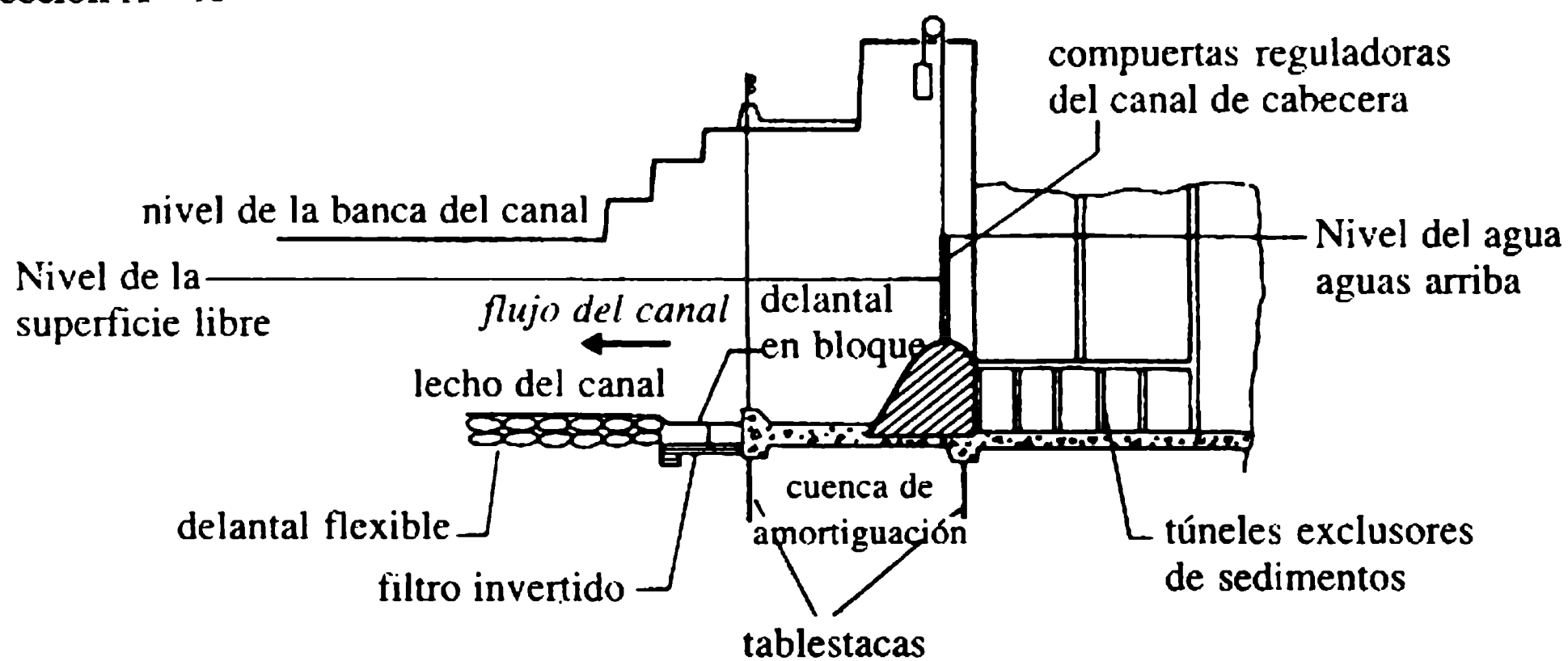
#### e. Muro divisorio

El muro divisorio se construye formando ángulos rectos con el eje del vertedero, separándolo de las compuertas inferiores (figura 9.3). Usualmente se prolonga aguas arriba más allá del comienzo del regulador y aguas abajo hasta el delantal lanzado

(a) Planta



(b) Sección A - A

**Figura 9.3** Detalles de la barrera y el regulador de cabecera.

(pendiente). El nivel del piso de la bahía de la compuerta por lo general se mantiene lo más bajo posible para crear condiciones de embalse adecuadas (para la sedimentación y exclusión del sedimento) y el muro divisorio separa los dos niveles del piso del vertedero. La extensión aguas abajo de la pared divisoria proporciona una barrera entre el tanque de amortiguación y la bahía de socavación, para evitar las corrientes transversales. Una pared divisoria apropiadamente diseñada también puede inducir una curvatura corriente con respecto al flujo para la exclusión del sedimento del regulador del canal de cabecera. La pared divisoria también puede servir como una de las paredes laterales de las escaleras de peces (sección 9.3) y puede utilizarse como rápida para troncos.

#### f. Glacis y tanque de amortiguación

La superficie inclinada aguas abajo de la cresta (glacis) y su transición al tanque de amortiguación debe diseñarse de tal manera que ocurra un resalto hidráulico sobre dicha superficie para todo el intervalo de descargas posibles. Los detalles del diseño de tanques de amortiguación se presentan en el capítulo 5.

#### g. Esclusas de navegación

Se deben tomar medidas especiales en el sitio de la barrera si el río es navegable. Se deben proporcionar esclusas de navegación con accesos apropiados, etc. (capítulo 11).

#### h. Bloque del vertedero

El bloque del vertedero de la barrera se diseña ya sea como una estructura de gravedad (el empuje total debido a la infiltración es resistido por el peso del piso) o como una estructura que no es de gravedad (el piso, relativamente más delgado, resiste el empuje por flexión). Puede tener diferentes formas, por ejemplo un vertedero inclinado con glacis aguas arriba y aguas abajo, uno de caída vertical, uno parabólico (*ogee*) o uno de laberinto (cresta en zigzag). Las obras de protección, como pilas interceptoras, delantales y un filtro invertido, se proporcionan aguas arriba y aguas abajo del piso impermeable del bloque del vertedero. Los capítulos 5 y 8 suministran detalles de diseño para vertederos de cabeza baja.

### 9.1.4 FALLAS DE LA CIMENTACIÓN DEL VERTEDERO EN SUELOS PERMEABLES Y SUS CORRECCIONES

#### a. Gradiente de salida ( $G_e$ ) y tubificación

El gradiente de salida es el gradiente hidráulico (figura 9.4) del flujo de infiltración bajo la base del piso del vertedero. La tasa de infiltración aumenta con el incremento del gradiente de salida y tal incremento causará ‘ebullición’ de la superficie del suelo, el cual se lava por el agua de percolación. El flujo se concentra en la depresión resultante y entonces remueve más suelo, creando una erosión progresiva en la dirección contraria (es decir, aguas arriba). Este fenómeno se denomina ‘tubificación’ y eventualmente debilita la cimentación del vertedero.

El gradiente de salida ( $\tan \theta$ , figura 9.4) de acuerdo con la teoría del flujo de deslizamiento propuesta por Bligh (Khosla, Bose y Taylor, 1954) es:

$$G_e = H_s/L \quad (9.4)$$

donde  $L$  es la longitud total de deslizamiento igual a  $2d_1 + b + 2d_2$ ;  $d_1$  y  $d_2$  son las profundidades de los pilotes rastrillo y  $b$  la longitud horizontal del piso entre dos pilotes;  $H_s$ , la cabeza de infiltración, es la diferencia entre los niveles del agua aguas arriba y aguas abajo del vertedero.

El fenómeno de tubificación puede minimizarse reduciendo el gradiente de salida, es decir incrementando la longitud de deslizamiento, lo cual puede hacerse si se aumenta la longitud del piso impermeable y proporcionando pilotes rastrillo aguas arriba y aguas abajo (figura 9.4).

Basados en la teoría del flujo potencial, Khosla, Bose y Taylor (1954) sugirieron el gradiente de salida real (con pilotes rastrillo en un extremo) como:

$$G_e = H_s / \pi d_2 \lambda^{1/2} \quad (9.5)$$

donde

$$\lambda = \frac{1}{2} [1 + (1 + \alpha^2)^{1/2}] \quad (9.6)$$

y

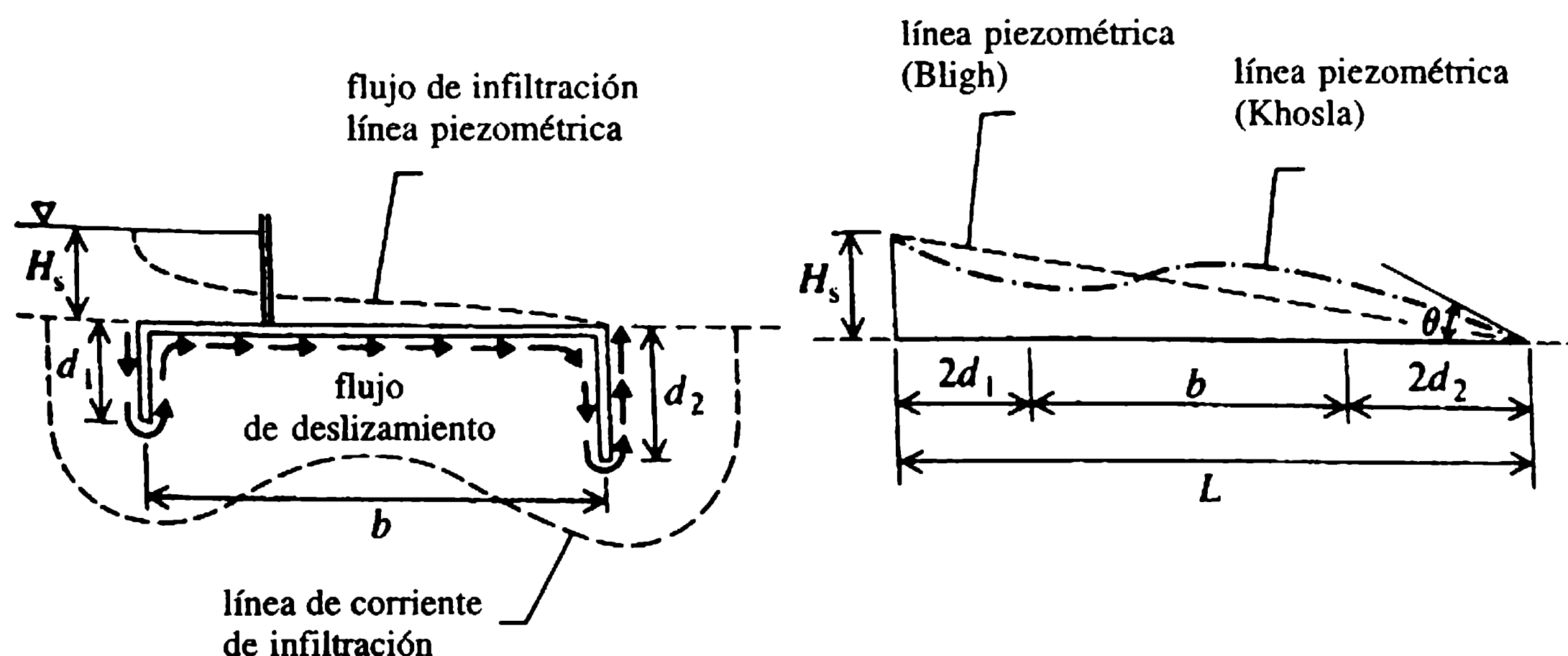
$$\alpha = b/d_2. \quad (9.7)$$

Para suelos aluviales, el gradiente crítico de salida es alrededor de 1 a 1; los gradientes de salida permisibles para diversos tipos de suelos, con un factor de seguridad aproximado de 5.5, se muestran en la tabla 9.1.

En la práctica, es posible adoptar rastrillos adicionales. Khosla desarrolló un conjunto de curvas de diseño para calcular las distribuciones de los empujes en presencia de varios tipos de rastrillos (Khosla, Bose y Taylor, 1954).

## b. Empuje

La base del piso impermeable está sujeta a empuje a medida que el agua se filtra por debajo de él. El empuje aguas arriba del vertedero se equilibra con el peso del agua por encima del piso del estanque (figura 9.5), mientras que en el lado aguas abajo puede que no exista peso de agua para tal balance. Las consideraciones de diseño deben suponer las condiciones de carga más adversas posibles, es decir cuando las compuertas están cerradas y el lado aguas abajo está prácticamente seco.



**Figura 9.4** Gradientes hidráulicos del flujo de infiltración.

**Tabla 9.1** Gradiente de salida permisible para diversos tipos de suelos

| <i>Tipo de suelo</i> | <i>Gradiente de salida</i> |
|----------------------|----------------------------|
| Arena fina           | 1 a 6 - 1 a 7              |
| Arena gruesa         | 1 a 5 - 1 a 6              |
| Guijarro             | 1 a 4 - 1 a 5              |

El piso impermeable de la base puede agrietarse o romperse si su peso no es suficiente para resistir el empuje. Cualquier ruptura que se produzca, reduce a su vez, la longitud efectiva del piso impermeable (es decir, disminuye la longitud de deslizamiento), lo que incrementa el gradiente de salida.

Este tipo de fallas se previene con la estipulación de medidas para incrementar las longitudes de deslizamiento y proporcionar suficiente espesor del piso. Cimentaciones excesivamente gruesas son costosas de construir por debajo del lecho del río bajo el agua. Por tanto, algunas veces se pueden extender pilas hasta el extremo del delantal aguas abajo y construir pisos delgados de concreto reforzado entre las pilas que resistan fallas por flexión.

Los dos criterios para el diseño del piso impermeable son los siguientes:

1. *Seguridad contra tubificación.* La longitud de deslizamiento está dada por:

$$L = cH_s \quad (9.8)$$

donde  $c$  es el coeficiente de deslizamiento ( $= 1/G_e$ ).

2. *Seguridad contra empuje (figura 9.5).* Si  $h'$  es la cabeza de empuje en un punto bajo el piso, la intensidad de la presión es:

$$p = \rho gh' \text{ (N m}^{-2}\text{)}. \quad (9.9)$$

Que debe ser resistida por el peso del piso, de espesor  $t$  y densidad  $\rho_m$  (para el concreto,  $\rho_m = 2240 \text{ kg m}^{-3}$ ). Por tanto,

$$\rho_m gt = \rho gh'$$

lo que arroja:

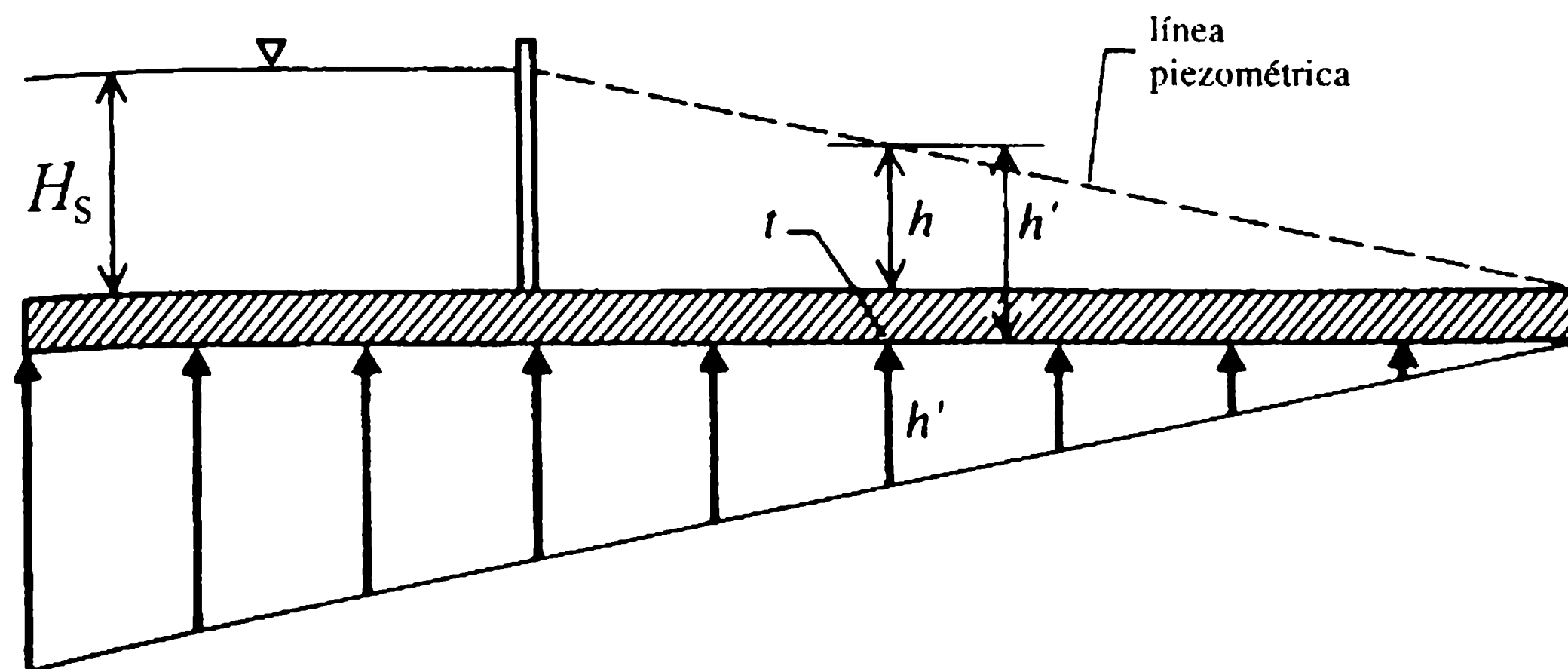
$$h' = S_m t$$

donde  $S_m$  es la densidad relativa del piso del material. Que se puede escribir:

$$h' - t = S_m t - t$$

lo que da como resultado:

$$t = (h' - t)/(S_m - 1) = h/(S_m - 1) \quad (9.10)$$



**Figura 9.5** Empuje bajo un piso impermeable.

donde  $h$  es la cabeza de presión (ordenada de la línea piezométrica) medida por encima de la parte superior del piso. Usualmente se adopta un factor de seguridad aproximado de 1.5, lo que genera un espesor de diseño del piso de concreto de:

$$t \approx 1.2h. \quad (9.11)$$

El diseño será económico si la mayor parte de la longitud de deslizamiento (es decir, del piso impermeable) está aguas arriba del vertedero donde el espesor nominal del piso sería suficiente.

El área del tanque de amortiguación del vertedero está sometido a presiones bajas (debido a velocidades altas) que, cuando se combinan con un empuje excesivo, pueden romper el piso si es de espesor insuficiente. Por lo general, el piso se construye en concreto masivo sin juntas y con una superficie superior dura que resista las velocidades de erosión.

### c. Loza de acercamiento

La construcción de una loza de concreto aguas arriba de la sección del vertedero (disminuyendo de forma gradual hacia aguas abajo a partir del talud 2 horizontal a 1 vertical en la sección de la cresta — figura 9.7) incrementa la longitud de infiltración, lo que produce una reducción correspondiente en el gradiente de salida. También proporciona una transición suave resistente a la erosión para los flujos acelerados que se aproximan al vertedero. El extremo aguas arriba de la loza de acercamiento se asegura con firmeza a la tablestaca de aguas arriba o al rastrillo vertical de concreto. De ordinario forma un monolito con la sección del vertedero para proporcionar una resistencia adicional al deslizamiento.



## 9.1.5 ANCHO DE LA BARRERA Y PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN

**a. Ancho de la barrera**

El ancho de la barrera debe ser suficiente para que pase la creciente de diseño en forma segura. La tendencia actual es diseñar la barrera para una creciente con frecuencia de 100 a 150 años y proporcionar una sección de ruptura a lo largo del terraplén principal, localizada a una distancia segura de la barrera misma. La sección de ruptura actúa como una presa fusible, medida que es una solución más económica que la de tener una capacidad más grande del vertedero de excesos de la barrera.

El ancho mínimo estable de un canal aluvial está dado por la ecuación de la teoría del régimen (capítulo 8).

$$B = 4.75Q^{1/2} \quad (9.12)$$

donde  $B$  es el ancho del cauce de agua en metros (medido a lo largo de la superficie del agua y formando ángulos rectos con la orilla) y  $Q$  es el caudal de la creciente máxima en  $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ .

**b. Profundidades de socavación del régimen**

El lecho del río es socavado durante flujos de creciente y pueden desarrollarse progresivamente grandes huecos de socavación [no confundir con la socavación local; sección 5.3.3; Breusers y Raudkivi (1991)] adyacentes a los delantales de concreto que pueden deteriorar la estructura del vertedero. Tal profundidad de socavación, debida a la creciente, por debajo del nivel de inundación alta y que corresponde al ancho del régimen [ecuación (9.12)] se denomina profundidad de socavación de régimen (o con más precisión radio hidráulico de régimen),  $R_s$ , la cual se estima con la siguiente fórmula (Lacey):

$$R_s = 0.475(Q/f)^{1/3} \quad (9.13)$$

si el cauce real es más grande o igual que el ancho del régimen [ecuación (9.12)] y:

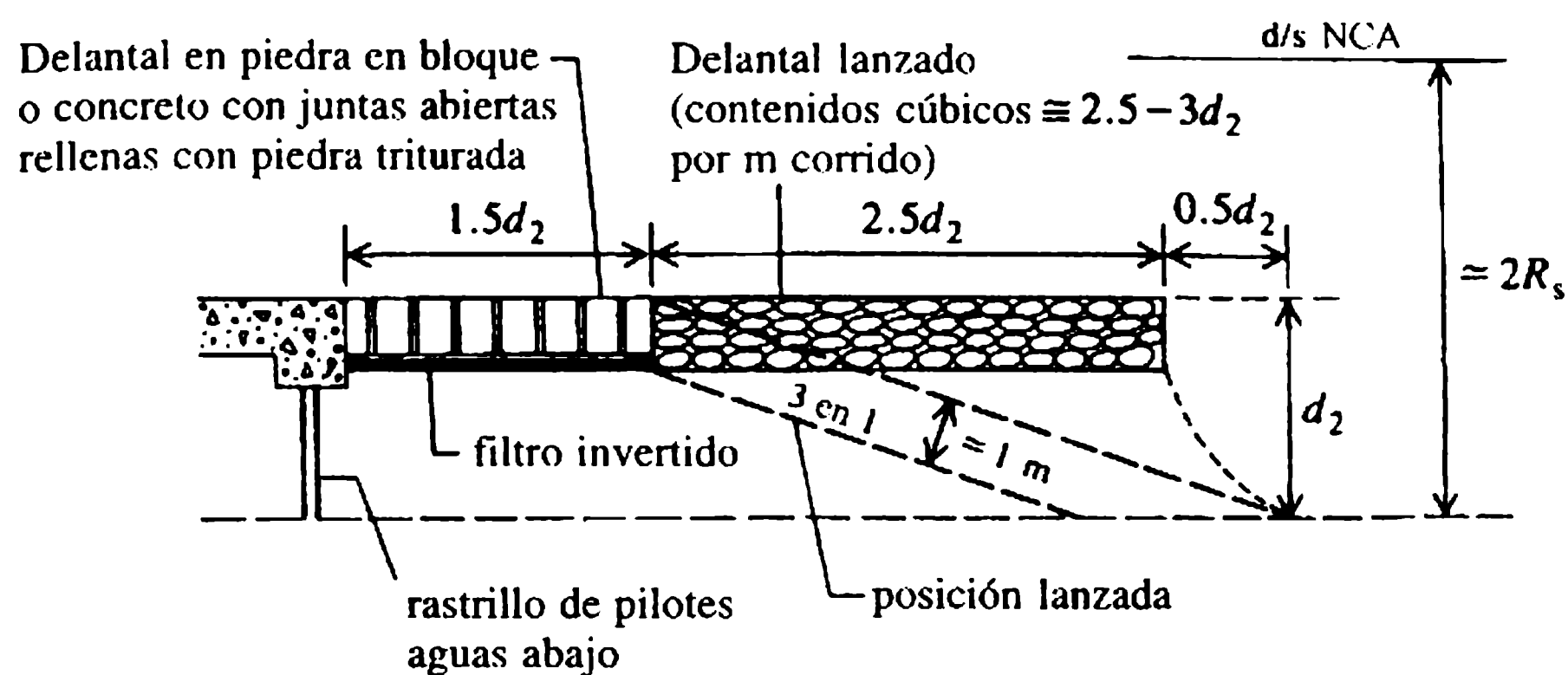
$$R_s = 1.35(q^2/f)^{1/3} \quad (9.14)$$

si el cauce es menor que el ancho del régimen, donde  $R_s$  se mide a partir del nivel de creciente alta, NCA (HFL, en inglés), y  $f$  es el factor de sedimentación de Lacey (Singh, 1975):

$$f = 1.75d^{1/2} \quad (9.15)$$

donde  $d$  es el diámetro medio del material del lecho (en mm) y  $q$  la descarga por unidad de ancho del canal (capítulo 8).

La falla del vertedero debida a socavación puede prevenirse extendiendo las tablestacas hasta un nivel lo suficiente por debajo de la profundidad de socavación del régimen en todo el ancho del río (figura 9.6).



**Figura 9.6** Filtro invertido y delantal flexible (lanzado).

### c. Delantales de concreto y filtros invertidos

Los delantales son bloques de concreto ordinario de cerca de  $1 \text{ m} \times 1.5 \text{ m} \times 0.75 \text{ m}$  de profundidad, fundidos *in situ*. El delantal aguas abajo se coloca con uniones abiertas de 70 – 100 mm rellenos con piedras trituradas, para aliviar el empuje. Un filtro invertido de gravilla y arena bien gradada se coloca por debajo del delantal de concreto (figura 9.6) para evitar la pérdida de suelo por las juntas. El delantal aguas arriba se instala herméticamente para reducir el empuje y el flujo aguas abajo (debido al incremento en la longitud de deslizamiento). Delantales de cantos rodados o piedras se colocan aguas arriba y aguas abajo del delantal de concreto (figura 9.7).

#### Ejemplo 9.1

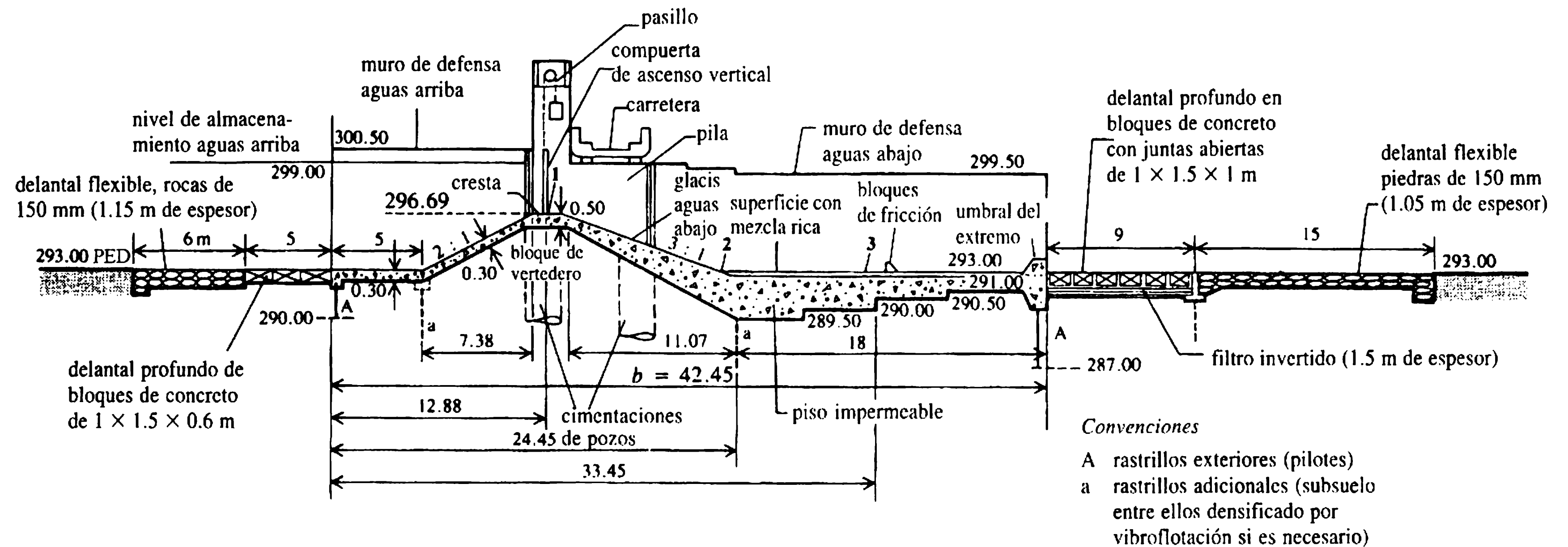
Este ejemplo considera el diseño de un vertedero de tipo glacis con los siguientes datos: caudal máximo de inundación =  $1800 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ ; nivel de inundación alta antes de construcción = 300.00 m (PED por encima del datum); nivel del lecho del río = 293.00 m PED; nivel normal de almacenamiento aguas arriba = 299.00 m PED; sobrelevación admisible = 1 m; gradiente de salida admisible = 1 en 6; factor de sedimentación  $f = 1$ ; nivel de la cresta del canal regulador = 297.50 m PED; nivel de la superficie libre (NSL) aguas abajo del canal regulador = 296.00 m PED; nivel del lecho del canal aguas abajo del regulador = 293.50 m PED.

Diseñar los diversos elementos de la cimentación del vertedero utilizando la teoría de Bligh. También determinar el ancho del regulador del canal de cabecera requerido para extraer un flujo de  $100 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ .

#### Solución

El ancho del régimen [ecuación (9.12)] del cauce aguas arriba,  $B = 4.75 \sqrt{1800} \approx 200 \text{ m}$ . Adoptando una longitud de vertedero de 200 m y suponiendo 20 luces de 10 m, medidos entre los centros de las pilas, y un espesor de la pila de 1.5 m,

$$\text{ancho del cauce libre} = 200 - 19 \times 1.5 = 171.5 \text{ m}.$$



**Figura 9.7** Sección transversal a través de la barrera que muestra detalles de las cimentaciones; todas las dimensiones están en metros.

Si se ignoran las contracciones de la pila y del estribo y se supone que el vertedero es de cresta ancha ( $Q = 1.7bH^{3/2}$  – flujo modular; capítulos 4 y 8),

$$\text{cabeza total sobre la cresta, } H = (1800/1.7 \times 171.5)^{2/3} = 3.36 \text{ m,}$$

$$\text{velocidad de aproximación, } V = 1800/200 \times 7 = 1.3 \text{ m s}^{-1},$$

$$\text{cabeza de velocidad de aproximación} \approx 0.08 \text{ m,}$$

por tanto,

$$\text{nivel de energía total aguas arriba (NET)} = 300.00 + 0.08 = 300.08 \text{ m PED}$$

$$b_{\text{efectivo}} = b_{\text{libre}} - 2(nk_p + k_a)H$$

donde  $n$  es el número de pilas ( $= 19$ ),  $k_p$  es el coeficiente de pilas ( $= 0.01$  para pilas semicirculares),  $k_a$  es el coeficiente de estribo ( $= 0.1$  para muros de defensa a  $45^\circ$ ). Por consiguiente,

$$b_e = 171.5 - 2(19 \times 0.01 + 0.1) \times 3.36 = 169.55 \text{ m}$$

y la cabeza de energía real,

$$H = (1800/1.7 \times 169.55)^{2/3} = 3.39 \text{ m.}$$

De aquí que el NR de la cresta del vertedero  $= 300.08 - 3.39 = 296.69 \text{ m}$ . Puesto que la sobrelevación permitida es  $1 \text{ m}$ ,

$$\text{NFA aguas abajo} = 300.00 - 1.00 = 299.00 \text{ m PED.}$$

Verificar si el flujo es libre (modular) o sumergido (no modular). Para que el flujo sea modular, es decir que no se vea afectado por la sumersión, la relación  $H_2/H_1$ , donde  $H_1$  y  $H_2$  son las cabezas aguas arriba y aguas abajo por encima de la cresta del vertedero, debe ser menor que  $0.75$  (BSI, 1969; Bos, 1976):

$$\text{la cabeza aguas arriba, } H_1 = 300.00 - 296.69 = 3.31 \text{ m}$$

y

$$\text{la cabeza aguas abajo, } H_2 = 299.00 - 296.69 = 2.31 \text{ m.}$$

Por tanto, la relación de sumersión,

$$H_2/H_1 = 2.31/3.39 = 0.7 (< 0.75).$$

Por tanto, el flujo es modular, y el vertedero descarga el flujo de diseño con los niveles de agua deseados aguas arriba y aguas abajo.

Nótese que si la estructura es sumergida su capacidad de descarga se reduce. El flujo sumergido,  $Q_s$ , puede estimarse utilizando la ecuación de flujo modular ( $Q_m$ ) con un factor de corrección,  $f$  (es decir,  $Q_s = fQ_m$ ). El factor de corrección depende del tipo de estructura, la relación de sumersión  $H_2/H_1$  y la relación  $P_2/H_1$  donde  $P_2$  es la altura de la cresta por encima del lecho del canal aguas abajo (tabla 9.2).

La profundidad de socavación del régimen [ecuación (9.13)],

$$R_s = 0.475(1800/1)^{1/3} = 5.78 \text{ m.}$$

Construir rastrillos para (1) una profundidad de socavación aguas arriba  $= 1.75 \times 5.78 = 10.1 \text{ m}$  y (2) la profundidad de socavación aguas abajo  $= 2.00 \times 5.78 = 11.96 \text{ m}$ . El NR de la parte inferior del rastrillo aguas arriba es  $= 300.00 - 10.11 = 289.89 \text{ m PED}$  y el NR de la parte inferior del rastrillo aguas abajo es  $= 299.00 - 11.96 = 287.04 \text{ m PED}$ . Por tanto, la profundidad del pilote del rastrillo aguas arriba,  $d_1 = 293.00 - 289.89 \approx 3.0 \text{ m}$ , y la profundidad del pilote del rastrillo aguas abajo,  $d_2 = 293.00 - 287.00 \approx 6.0 \text{ m}$ . El nivel del embalse, es decir, el nivel de almacenamiento aguas arriba o nivel de la superficie libre en el canal aguas arriba del regulador de cabeza  $= 299.00 \text{ m PED}$ . Por consiguiente, la cabeza de infiltración máxima (suponiendo profundidad del cauce aguas abajo  $= 0$ ),

$$H_s = 299.00 - 293.00 = 6.0 \text{ m.}$$

El gradiente de salida,  $G_e = 1/6 = H_s / \pi d_2 \lambda^{1/2}$ , lo que arroja:

$$\lambda = (6 \times 6 / \pi \times 6)^2 = 3.65$$

$$\text{y de: } \lambda = \frac{1}{2} [1 + (1 + \alpha^2)^{1/2}],$$

$$\alpha (= b/d_2) = 6.22;$$

en consecuencia,  $b = 6.22 \times 6 = 37.32 \text{ m}$ .

Proporcionando un glacis aguas arriba de 2 en 1, 5 m de delantal horizontal (factor de seguridad para una longitud de deslizamiento adicional), un glacis aguas abajo de 3 a 1, y un tanque de amortiguación de 18 m de largo. (USBR tanque tipo III – capítulo 5, figura 5.6 – longitud  $\approx 3$  veces la profundidad consiguiente), la longitud total del piso,

$$b = 42.45 \text{ m} > 37.32 \text{ m}$$

(figura 9.7). La longitud total de deslizamiento (Bligh)  $= 2 \times 3 + 42.45 + 2 \times 6 = 60.45 \text{ m}$ . Por tanto, la tasa de pérdida de cabeza (gradiente)  $= H/L = 6/60.45 = 0.0992$ . La pérdida de cabeza en el rastrillo aguas arriba  $= 0.0992 \times 6 = 0.595 \text{ m}$ , y en el rastrillo aguas abajo  $= 0.992 \times 12 = 1.19 \text{ m}$ . La pérdida de cabeza total hasta la compuerta (punto 1)  $= 0.595 + 0.0992 \times 12.88 = 1.87 \text{ m}$ . La pérdida de cabeza total hasta el extremo aguas abajo del glacis (punto 2)  $= 0.595 + 0.0992 \times 24.45 = 3.02 \text{ m}$ . La pérdida de cabeza total hasta el punto medio del tanque de amortiguación (punto 3)  $= 0.595 + 0.0992 \times 33.45 = 3.91 \text{ m}$ . El NR de la línea piezométrica en:

$$\text{punto 1} = 299.00 - 1.87 = 297.13 \text{ m}$$

$$\text{punto 2} = 299.00 - 3.02 = 295.98 \text{ m}$$

$$\text{punto 3} = 299.00 - 3.91 = 295.01 \text{ m}$$

**Tabla 9.2** Factores de corrección para flujos sumergidos (no modulares)

| <i>Tipo de estructura</i>                    | $H_2/H_1$   | $f$                             | <i>Observaciones</i>  |
|--|-------------|---------------------------------|---|
| Vertedero de cresta ancha (Ranga Raju, 1993) | $\leq 0.75$ | 1.0                             | Paramentos aguas arriba y aguas abajo verticales o pendientes |
|  | 0.80        | 0.95                            | paramentos verticales   |
|  | 0.85        | 0.88                            |   |
|  | 0.90        | 0.75                            |   |
|  | 0.95        | 0.57                            |   |
|  | 0.80        | $\approx 1$                     | Paramento aguas arriba 1:5, paramento aguas abajo 1:2         |
|  | 0.85        | 0.95                            |   |
|  | 0.90        | 0.82                            |   |
|  | 0.95        | 0.62                            |   |
|  | 0.80        | $\approx 1$                     | Paramento aguas arriba 1:1, paramento aguas abajo 1:2         |
|  | 0.85        | 0.98                            |   |
|  | 0.90        | 0.90                            |   |
|  | 0.95        | 0.73                            |   |
| Vertedero WES (EE. UU.) (capítulo 4)         | $\leq 0.3$  | $\approx 1$                     | $P_2/H_1 \geq 0.75$   |
|  | 0.6         | 0.985                           | $P_2/H_1 = 0.75$  |
|  |             | 0.982                           | 1.50  |
|  |             | 0.963                           | 2.5   |
|  | 0.8         | 0.92                            | $P_2/H_1 = 0.75$  |
|  |             | 0.91                            | 2.0   |
|  |             | 0.88                            | 3.0   |
|  | 0.95        | 0.6                             | $P_2/H_1 = 0.75$  |
|  |             | 0.55                            | 2.0   |
|  |             | 0.45                            | 3.0   |
| Vertederos de cresta delgada:                |             |                                 |   |
| rectangular                                  |             | $[1 - (H_2/H_1)^{3/2}]^{0.385}$ |   |
| triangular                                   |             | $[1 - (H_2/H_1)^{5/2}]^{0.385}$ |   |
| Vertedero Crump:                             |             |                                 |   |
| Figura 8.25                                  |             |                                 |   |

La cabeza de empuje por encima de la superficie superior de la estructura en el

punto 1,  $h = 297.13 - 296.69 = 0.44 \text{ m}$

punto 2,  $h = 295.98 - 293.00 = 2.98 \text{ m}$

punto 3,  $h = 295.01 - 293.00 = 2.01 \text{ m}$

El espesor del concreto en el:

punto 1 (cresta)  $\approx 1.2h \approx 0.5 \text{ m}$

punto 2 (aguas arriba del piso del tanque de amortiguación)  $\approx 1.2h \approx 3.5 \text{ m}$

punto 3 (piso del centro del tanque de amortiguación)  $\approx 1.2h \approx 2.5 \text{ m}$



Adoptar el espesor del piso inclinado aguas abajo del glacis aguas abajo como se muestra en la figura 9.7 y el espesor nominal de 0.3 m para el glacis aguas arriba y el piso de la loza horizontal (los empujes son menores que el peso del agua por encima).

### *Diseño de delantales*

Para el delantal de bloques de concreto aguas abajo con juntas abiertas rellenas con rocas trituradas,

$$\text{longitud} = 1.5d_2 = 9 \text{ m.}$$

Utilizar bloques de concreto fundidos *in situ* de 1 m × 1.5 m × 1 m de profundidad, colocados con juntas abiertas sobre un filtro invertido bien gradado (detalles de diseño más adelante).

Para el delantal flexible aguas abajo de roca triturada,

$$\text{longitud} = 2.5d_2 = 15 \text{ m.}$$

Los contenidos de volumen por metro de longitud  $= 2.63d_2 = 2.63 \times 6 = 15.78 \text{ m}^3 \text{ m}^{-1}$ . En consecuencia, el espesor del delantal  $= 15.78/15 = 1.05 \text{ m}$ . El tamaño mínimo de la piedra está dado por (US Army Waterways Experimental Station, Estación Experimental de Cursos de Agua de la Armada de Estados Unidos, 1959):

$$d \simeq kV^2/2g\Delta,$$

donde  $V$  es la velocidad media,  $k = 1$  para flujo calmado y 1.4 para flujo altamente turbulento, o (Peterka, Bosh, 1976):

$$d = 0.032\Delta^{1/2}V^{9/4}.$$

La velocidad media;  $V = 1800/200 \times 6 = 1.5 \text{ m s}^{-1}$ , y, por tanto, el tamaño de la piedra  $d = 0.1 - 0.15 \text{ m}$ .

Seleccionar piedras que tengan forma casi cúbica de un tamaño aproximado de 150 mm o más (no lozas planas) para el delantal flexible aguas abajo.

Para el delantal de bloques impermeables de concreto aguas arriba,

$$\text{longitud} = 1.5 \simeq 5 \text{ m}$$

Utilizar bloques de concreto fundidos *in situ* 1 m × 1.5 m × 0.6 m de profundidad.

### *Delantal flexible aguas arriba*

Para este delantal,

$$\text{longitud} = 2d_1 = 6 \text{ m.}$$

Los contenidos de volumen por metro de longitud  $= 2.25d_1 = 2.25 \times 3 = 6.75 \text{ m}^3 \text{ m}^{-1}$ . Por consiguiente, el espesor del delantal  $= 6.75/6 \simeq 1.15 \text{ m}$ . Adoptar la piedra del mismo tamaño recomendado para el delantal aguas abajo.

Para el diseño del filtro invertido, las capas en el filtro deben ser tales que presenten las siguientes características.

1. Debe ser permeable (para aliviar los empujes), es decir:

$$\Delta H_n/D_n < \Delta H_{n-1}/D_{n-1} < \Delta H_{n-2}/D_{n-2} < \dots$$

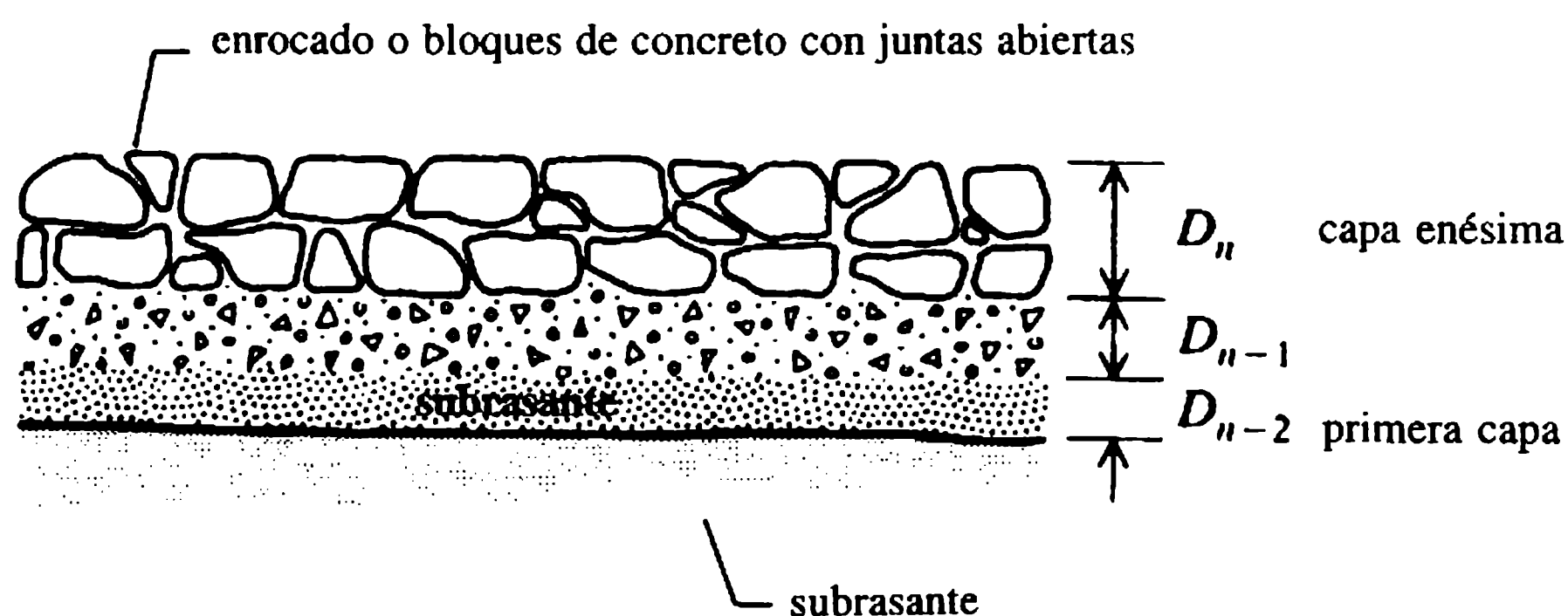
donde  $\Delta H_n$  es la pérdida de cabeza en la capa enésima de espesor  $D_n$  (figura 9.8). Esto se satisface si:

- (a) filtro  $d_{15}/\text{base } d_{15} = 5 - 40$ , donde el filtro y la base son dos capas adyacentes, siendo el filtro la capa superior, y:
  - (b)  $d_5$  de cualquier capa  $> 0.75$  mm (para evitar obstrucciones de las capas del filtro) si es posible.
2. Debe ser hermética al suelo (para evitar la pérdida de material fino); dos condiciones deben satisfacerse:
    - (a) filtro  $d_{15}/\text{base } d_{85} \leq 5$ , y
    - (b) filtro  $d_{50}/\text{base } d_{50} = 5 - 60$ .

Se recomiendan las siguientes formas y granulometrías:

| Forma de los granos                                       | $d_{15}(\text{filtro})/d_{15}(\text{base})$ | $d_{50}(\text{filtro})/d_{50}(\text{base})$ |
|---|---|---|
| Granos redondos homogéneos (grava)                        | 5-10  | 5-10  |
| Granos angulares homogéneos<br>(grava triturada, cascajo) | 6-20  | 10-30                                       |
| Granos bien gradados                                      | 12-40                                       | 12-60                                       |

Siempre y cuando las curvas granulométricas de la capa superior y la subrasante sean conocidas, las curvas granulométricas para las capas intermedias pueden representarse con gráfica, de modo que sus extremos inferiores (granos de tamaños menores) corran aproximadamente paralelos a aquellos de la subrasante; sin embar-



**Figura 9.8** Construcción del filtro.

go, es más económico utilizar materiales locales que tengan una distribución granulométrica apropiada en lugar de preparar una mezcla especial. Un ejemplo usual de una curva granulométrica para la construcción de un filtro se muestra en la figura 9.9.

Para una construcción de un filtro en condiciones secas deben considerarse como requerimientos mínimos (para una distribución granulométrica apropiada en la capa) los siguientes espesores de capas de filtro:

|                   |                                     |
|-------------------|-------------------------------------|
| Arena, grava fina | 0.05-0.10 m                         |
| Grava             | 0.10-0.20 m                         |
| Piedra            | 1.50-2 veces el diámetro más grande |

### *Construcciones alternativas de filtros*

Incluyen (a) enrocado simple o bloques de concreto con juntas abiertas rellenas con piedras trituradas o un filtro de nailon, (b) matrices de nailon-arena y (c) gaviones sobre gravas finas, etcétera.

El filtro está expuesto a daños en cualquiera de sus extremos en la medida en que la subrasante pueda ser lavada de las juntas de los extremos (extremo aguas arriba con la estructura de concreto y aguas abajo con el canal sin protección) si no se toman medidas especiales. En los ejemplos siguientes (figura 9.10 y 9.11) se recomienda que en la construcción del filtro se incremente el espesor en estas juntas.

En la cabeza del canal regulador,

$$Q_{\text{canal}} = 100 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

El nivel de almacenamiento = 299.00 m PED y el nivel en la cresta del regulador = 297.50 m PED. Por tanto, la cabeza que produce el flujo,  $H = 1.50 \text{ m}$  (ignorando la velocidad de aproximación).

Verificar si el flujo es modular o no modular:

$$\text{cabeza aguas arriba, } H_1 = 299.00 - 297.50 = 1.50 \text{ m}$$

$$\text{cabeza aguas abajo, } H_2 = 296.00 - 297.50 = -1.50 \text{ m}$$

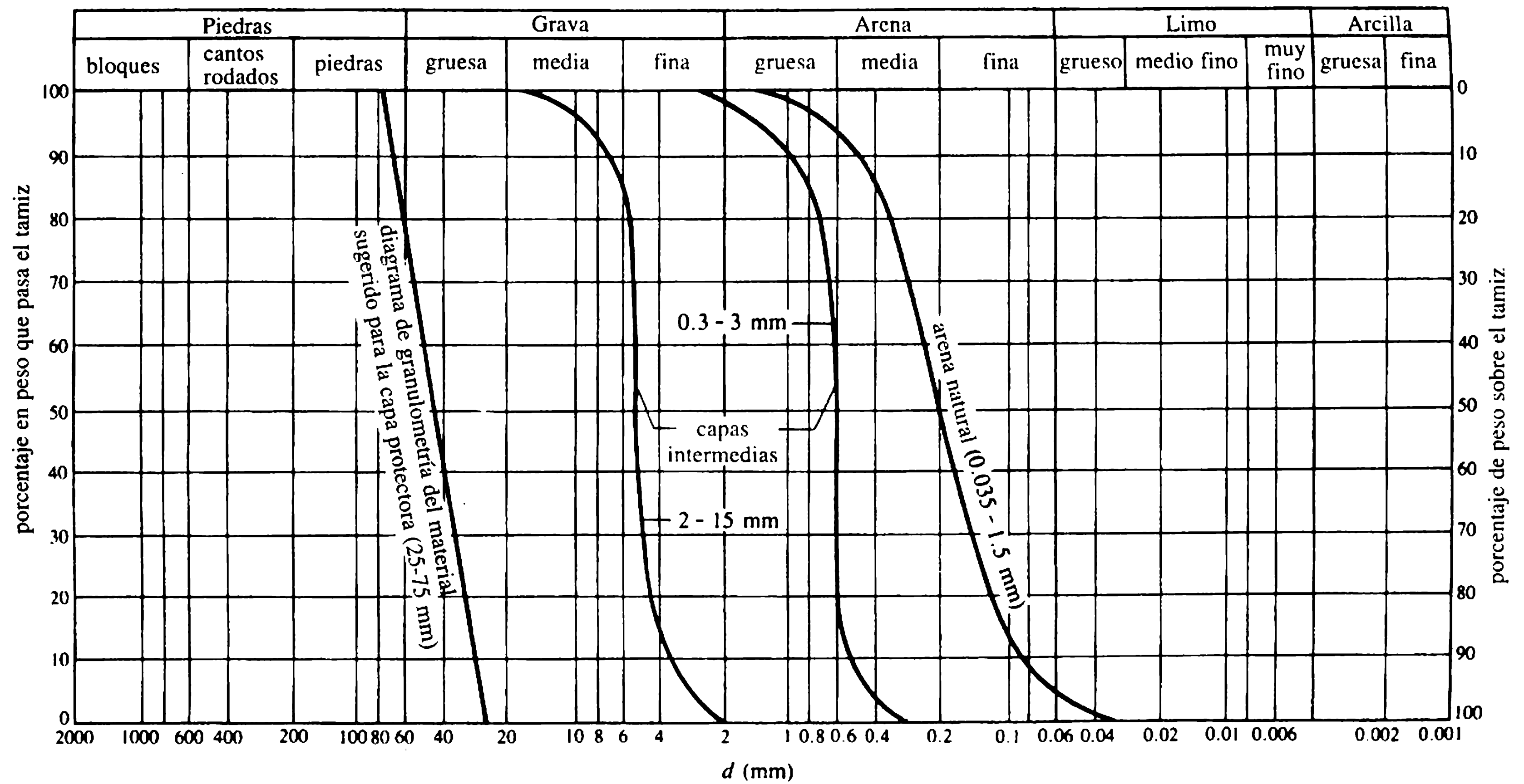
La altura de la cresta por encima del nivel del lecho aguas abajo,  $P_2 = 297.50 - 293.50 = 4 \text{ m}$ . Por tanto, la relación de sumersión  $H_2/H_1 = -1$  y  $P_2/H_1 = 2.67$ , lo que sugiere condiciones de flujo libre sobre el vertedero. Suponiendo un vertedero de cresta ancha ( $Q = 1.7 b_e H^{3/2}$ ), el ancho mínimo efectivo,  $b_e = 100/1.7 \times 1.5^{3/2} \approx 32 \text{ m}$ .

Si se suministran cuatro luces iguales de 10 m con pilas de 1.5 m de espesor,

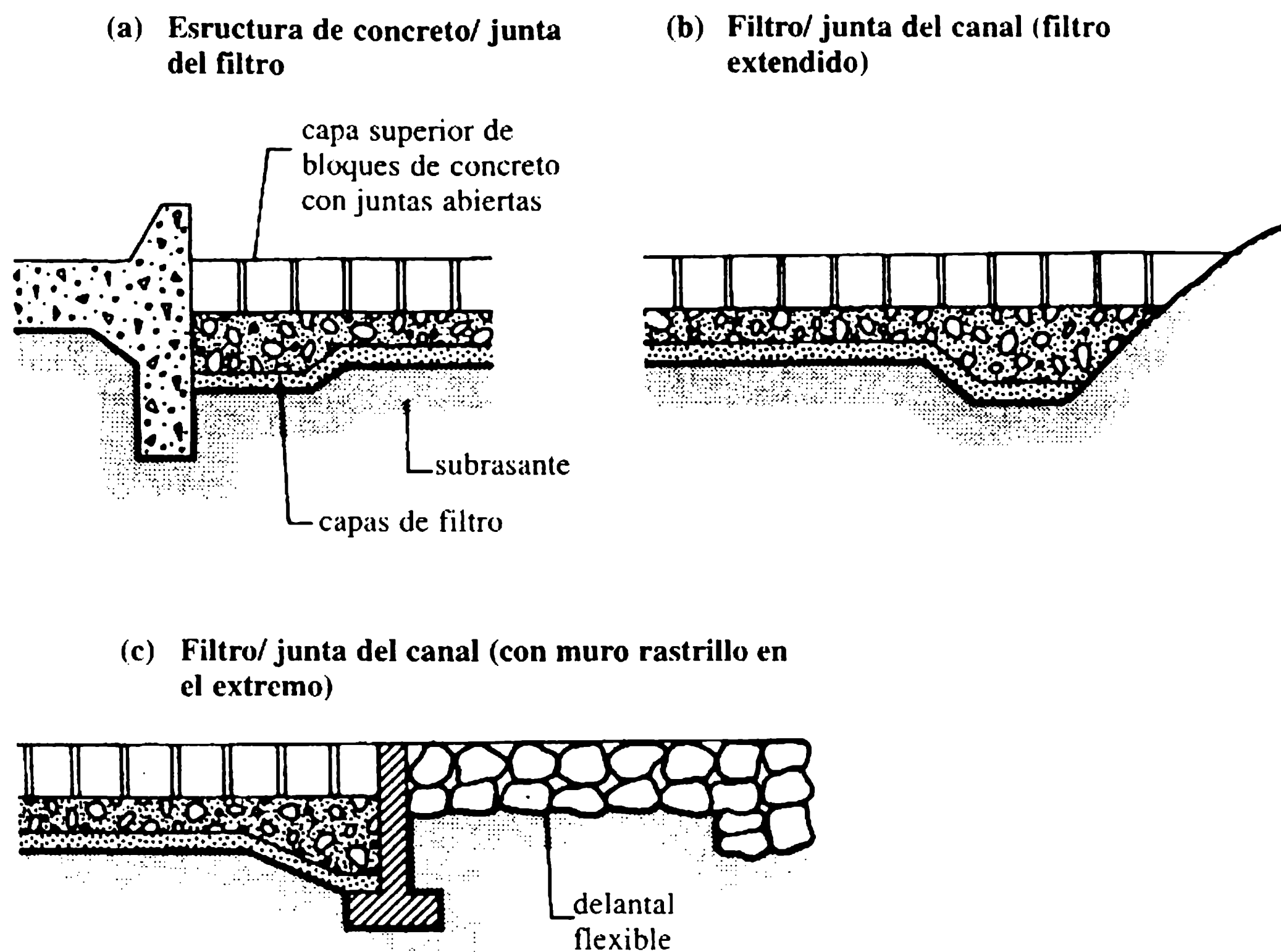
$$\text{cauce de agua libre} = 40 - 3 \times 1.5 = 35.50 \text{ m},$$

$$\text{contracciones en los extremos} = 2 (3 \times 0.01 + 0.1) \times 1.5 = 0.39 \text{ m}.$$

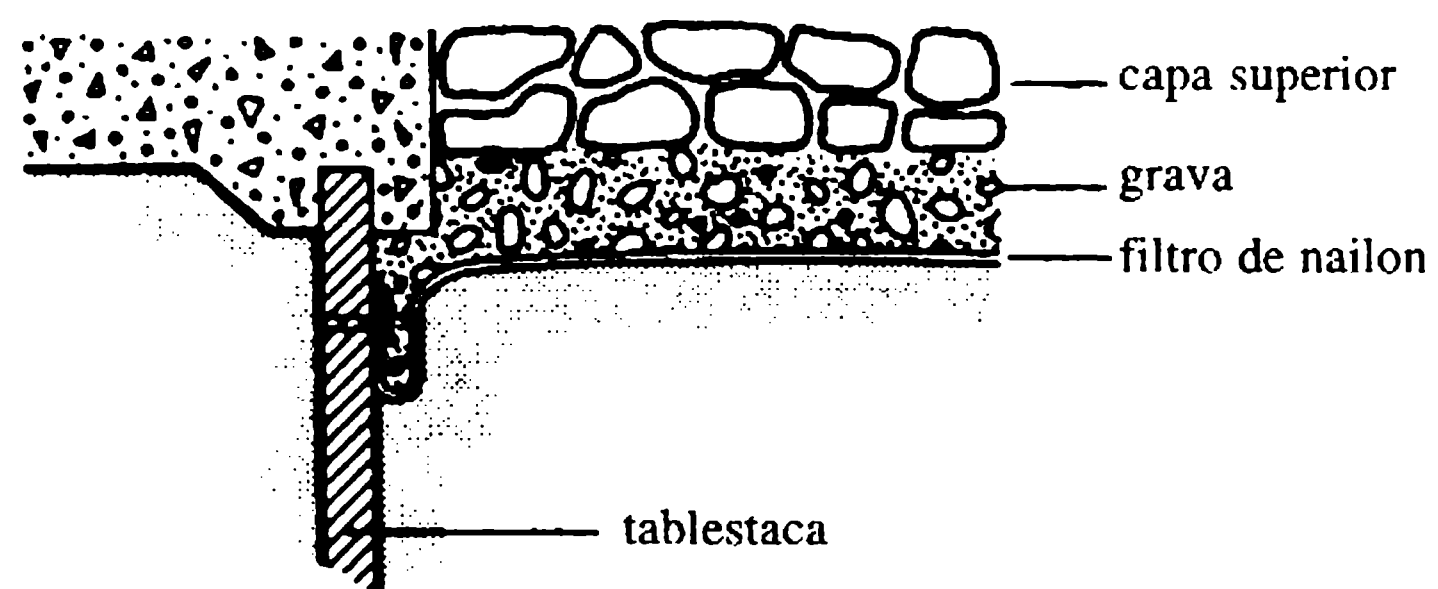
En consecuencia,  $b_e = 35.50 - 0.39 = 35.11 \text{ m}$ , lo que es satisfactorio.



**Figura 9.9** Ejemplo de curvas granulométricas para capas intermedias.



**Figura 9.10** Juntas del filtro.



**Figura 9.11** Construcción del filtro con un tejido de nylon.

#### 9.1.6 EFECTO DE LA OPERACIÓN DE LAS BARRERAS SOBRE LA CALIDAD DEL AGUA DE LOS RÍOS

El flujo de agua sobre y/o bajo las compuertas de las barreras así como sobre los vertederos produce aireación, lo cual trae efectos benéficos en los niveles de concentración de oxígeno en el tramo de río aguas abajo. Con base en investigaciones previas (Avery y Novak, 1978), Novak (1994) actualizó resultados y revisó todo el

tema del mejoramiento de la calidad del agua en los ríos debido a la aireación en estructuras hidráulicas incluyendo cascadas y el flujo a través de desagües de fondo y turbinas.

El caso más frecuente es la aireación en caídas libres. Con base en experimentos de laboratorio cuyos resultados se corroboraron con extensas medidas de campo (Novak, Gabriel y Doleček, 1994), la relación del déficit de oxígeno  $r$  (relación entre el déficit de oxígeno aguas arriba y aguas abajo) a 15 °C está dada por:

$$r_{15} - 1 = k Fr_J^{1.78} Re_J^{0.53} \quad (9.16)$$

donde  $k = 0.627 \times 10^{-4}$  (para agua sin salinidad),  $Fr_J = (gh^3/2q_J^2)^{0.25}$  y  $Re_J = q_J/\nu$ ,  $h$  es la diferencia entre el nivel del agua aguas arriba y aguas abajo y  $q_J$  es el caudal específico ( $m^2 s^{-1}$ ) en el impacto en el tanque aguas abajo; lo que iguala el caudal específico en la cresta de un vertedero sólido ( $q = q_J$ ) pero con acceso de aire por debajo de la napa (por ejemplo, el flujo sobre compuertas)  $q = 2q_J$ .

Los límites de la aplicación de la ecuación (9.16) son  $h \leq 6q^{1/3}$  (m) [la ecuación (5.6) debe considerarse, es decir el chorro de caída libre no se debe desintegrar] y la profundidad del tanque aguas abajo debe superar los  $0.0041 Re_J^{0.39} Fr_J^{0.24}$  (m) (ya que la mayor parte de la toma de oxígeno ocurre en el tanque aguas abajo).

Para descargas bajo una compuerta con un resalto hidráulico la relación de déficit es:

$$r_{15} - 1 = Fr_1^{2.1} Re^{0.75} \quad (9.17)$$

( $Fr_1$  es el número de Froude supercrítico y  $Re = q/\nu$ ).

La corrección por temperatura de  $r_T$  a  $r_{15}$  está dada por:

$$(r_T - 1)/(r_{15} - 1) = (1 + 0.046T)/1.69. \quad (9.18)$$

La aireación en estructuras hidráulicas es en general, pero no siempre, benéfica. Si el agua aguas arriba está totalmente o cerca de ser saturada con oxígeno, entonces el enriquecimiento adicional de oxígeno puede conducir a una supersaturación que puede tener efectos perjudiciales, ya que puede causar enfermedades de burbujas de gas en los peces. Esta situación es más probable que ocurra en estructuras con cabezas altas y con altas velocidades de flujo que en barreras. El problema puede aliviarse con algunas medidas estructurales y, en todo caso, dado que es muy localizado casi nunca se propaga muy lejos aguas abajo de la presa. Para un tratamiento más detallado de este tema se puede consultar Novak (1994).

### 9.2.1 INTRODUCCIÓN

La estructura de bocatoma (o regulador de cabeza) es un dispositivo hidráulico construido en la cabecera de un canal de irrigación o de uno hidroeléctrico, o un túnel de conducción a través del cual el flujo se desvía de su fuente original como un embalse o un río. Los principales propósitos de una estructura de bocatoma son (a) admitir

## 9.2 Bocatoma

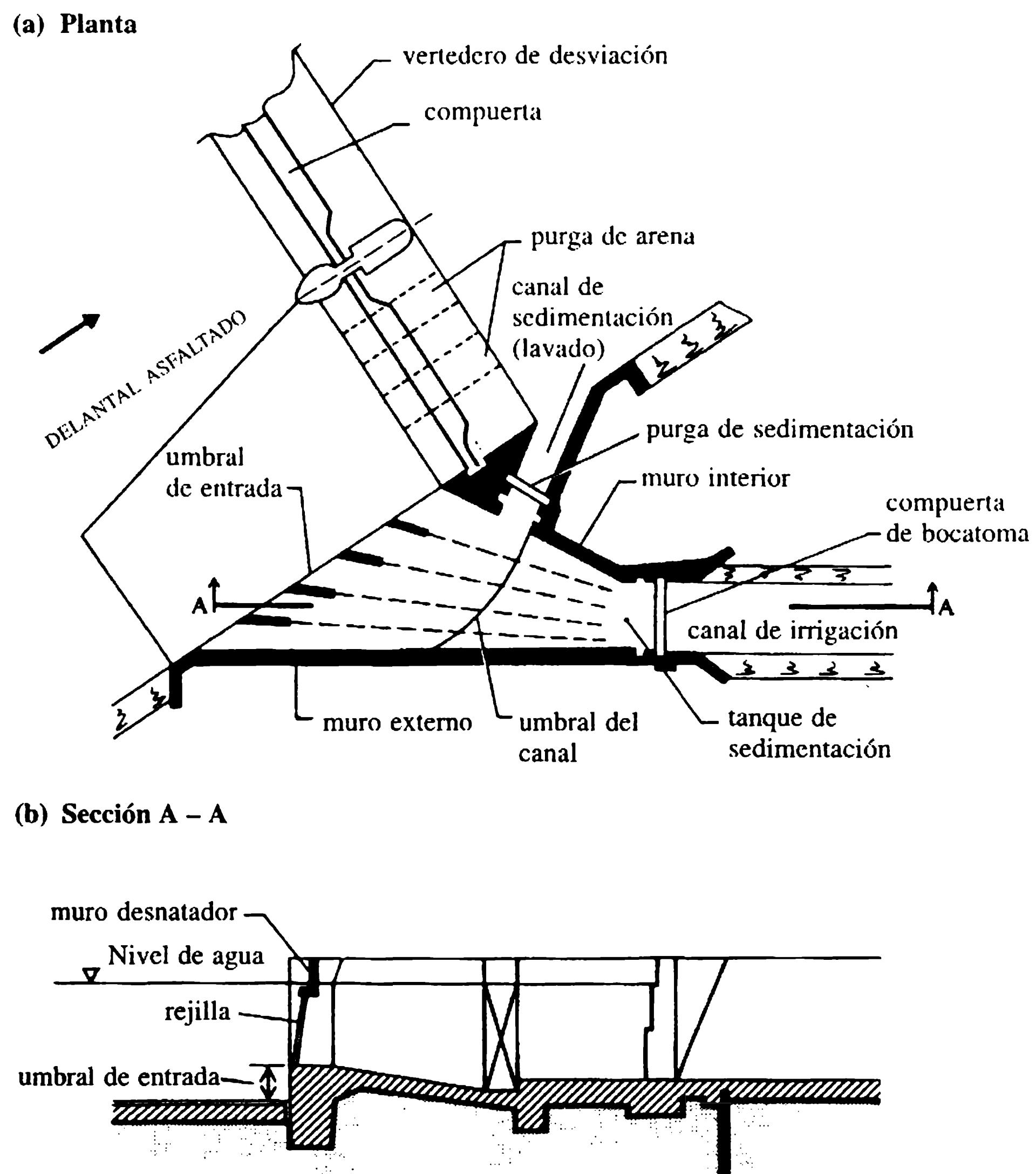


y regular el agua de la fuente, y en lo posible, medir el caudal; (b) minimizar la sedimentación del canal, es decir controlar la entrada de sedimentos al mismo en su bocatoma, y (c) prevenir la obstrucción de la entrada con desechos flotantes.

En estructuras de cabeza alta, las bocatomas pueden ser parte integral de la presa o estar separadas; por ejemplo, puede tener forma de una torre con puertos de entrada en varios niveles para ayudar a la regulación del flujo cuando se presentan grandes fluctuaciones del nivel del agua del embalse. Estas entradas múltiples permiten también extraer agua de una calidad deseada.

El esquema de una estructura de bocatoma común en un río que conduce una carga de lecho densa se muestra en la figura 9.12. Los siguientes son los accesorios principales:

1. el umbral de entrada elevado para evitar la entrada de la carga de lecho del río;



**Figura 9.12** Bocatoma de canal en un río que lleva una densa carga de lecho (Mosonyi, 1957).

2. la pared desnatadora (con una pila divisoria) en la entrada para atrapar el hielo y los desechos flotantes;
3. la rejilla gruesa (rejilla de basuras) para atrapar la basura subsuperficial, equipada con aparatos limpiadores ya sean manuales o automáticos;
4. el tanque de sedimentación (desarenador) seguido de un umbral secundario (umbral de entrada) que desvía las capas inferiores (cargadas de sedimentos) hacia el canal de desenlodamiento;
5. la compuerta de lavado (de desenlodamiento) para lavar los sedimentos depositados;
6. las compuertas de la bocatoma (regulador de cabeza) para controlar la tasa de flujo al canal;
7. las compuertas de socavación (túnel) en el vertedero de desviación para limpiar la carga del lecho aguas arriba del umbral de entrada.

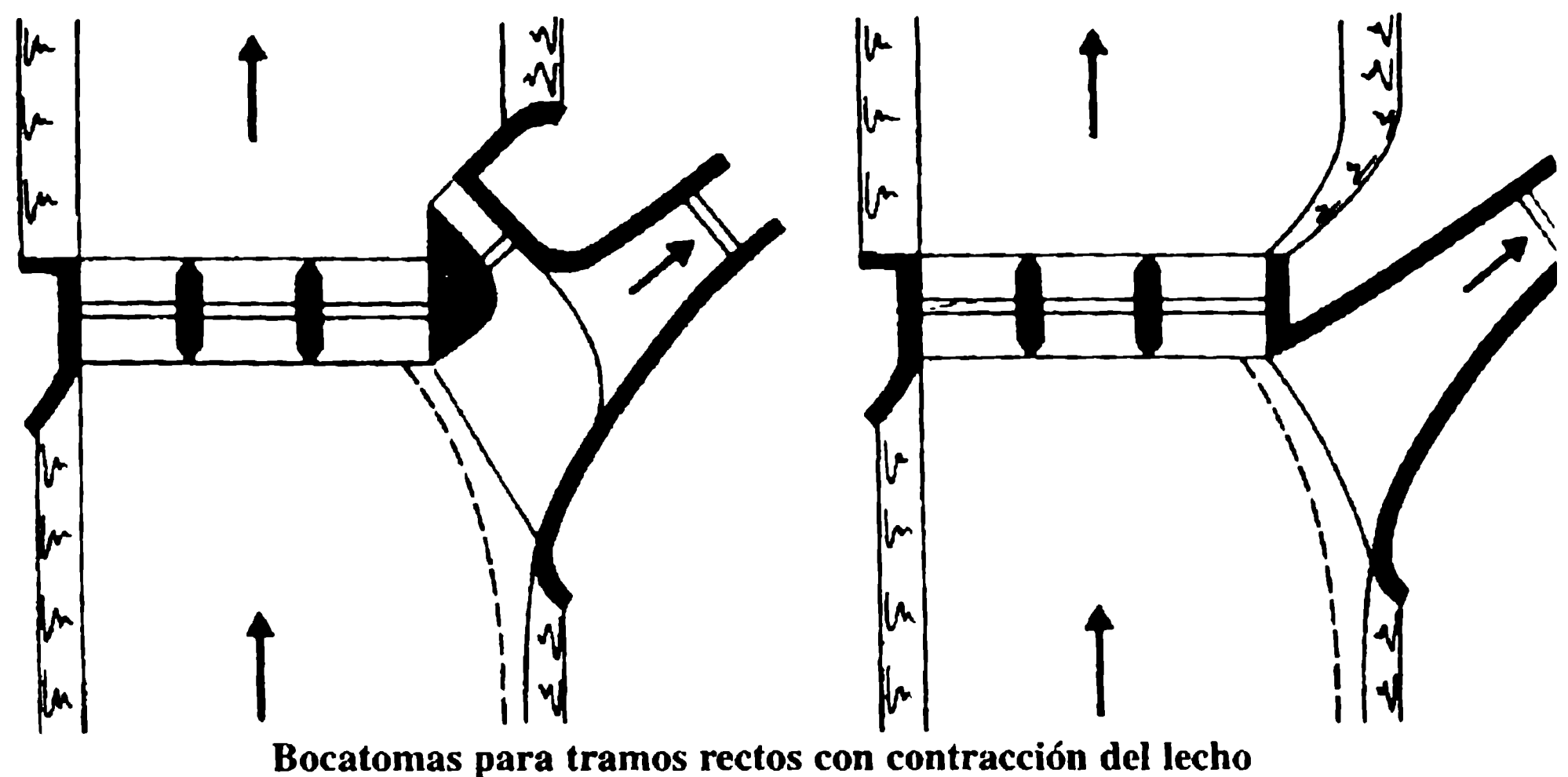
El canal de desenlodamiento con sus compuertas de lavado puede omitirse si la carga de sedimento que se asentará en el tanque de sedimentación es insignificante; sin embargo, siempre es probable que entren al canal pequeños sedimentos (limos) y, por tanto, es esencial mantener las velocidades mínimas en el canal para evitar dicha acumulación de sedimentos.

### 9.2.2 LOCALIZACIÓN Y ALINEACIÓN DE LA BOCATOMA

El tramo de río aguas arriba de la bocatoma debe ser bien establecido con riberas estables. Como quiera que las capas inferiores del flujo alrededor de la curva se arrastran hacia su orilla interior (convexa), es obvio que la mejor ubicación de una bocatoma (para evitar la entrada de sedimentos) es la orilla externa (cóncava), localizándola hacia el extremo aguas abajo de la curva. Esa selección de la localización desde el punto de vista de la exclusión de sedimentos no siempre es posible; por ello deben tenerse en cuenta otras consideraciones tales como los niveles de almacenamiento (establecidos) y sus variaciones, los peligros en la navegación, la localización de las estructuras de derivación, la central de bombas y máquinas y las caídas libres.

Una bocatoma a 90° del flujo principal es la menos conveniente. La estructura debe alinearse para producir una curvatura apropiada del flujo con la bocatoma, y casi siempre se recomienda un ángulo de derivación entre 30° y 45° para producir tal efecto; además, pueden diseñarse una curva artificial (figura 9.13), una isla de espigones (figura 9.14) o álabes guía (figura 9.15) para producir la curvatura requerida del flujo (*ver* Avery, 1989). Es conveniente adelantar estudios en modelos para decidir la localización y alineación de cualquier estructura importante de bocatoma (Novak y Čábelka, 1981).

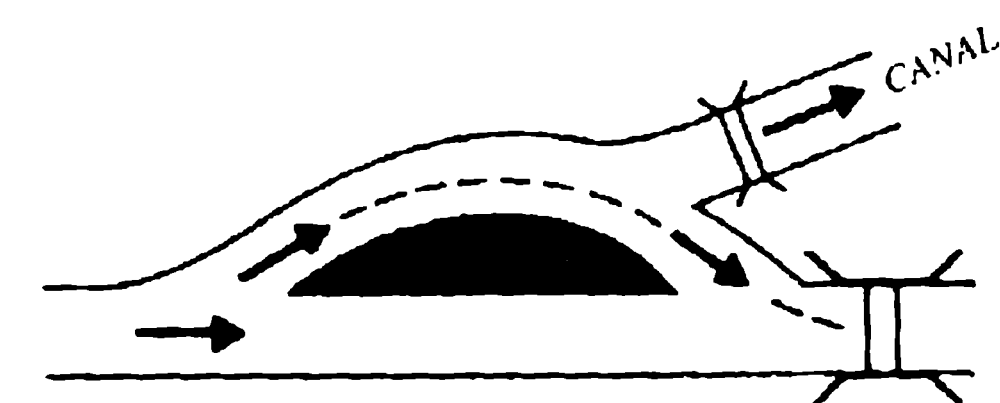
Las pérdidas de entrada en una bocatoma dependen del cambio de dirección del flujo (que entra a la bocatoma), de la extensión de la contracción y del tipo de rejilla para basuras utilizada en la entrada. Se expresan en función de la cabeza de velocidad como  $KV^2/2g$ .



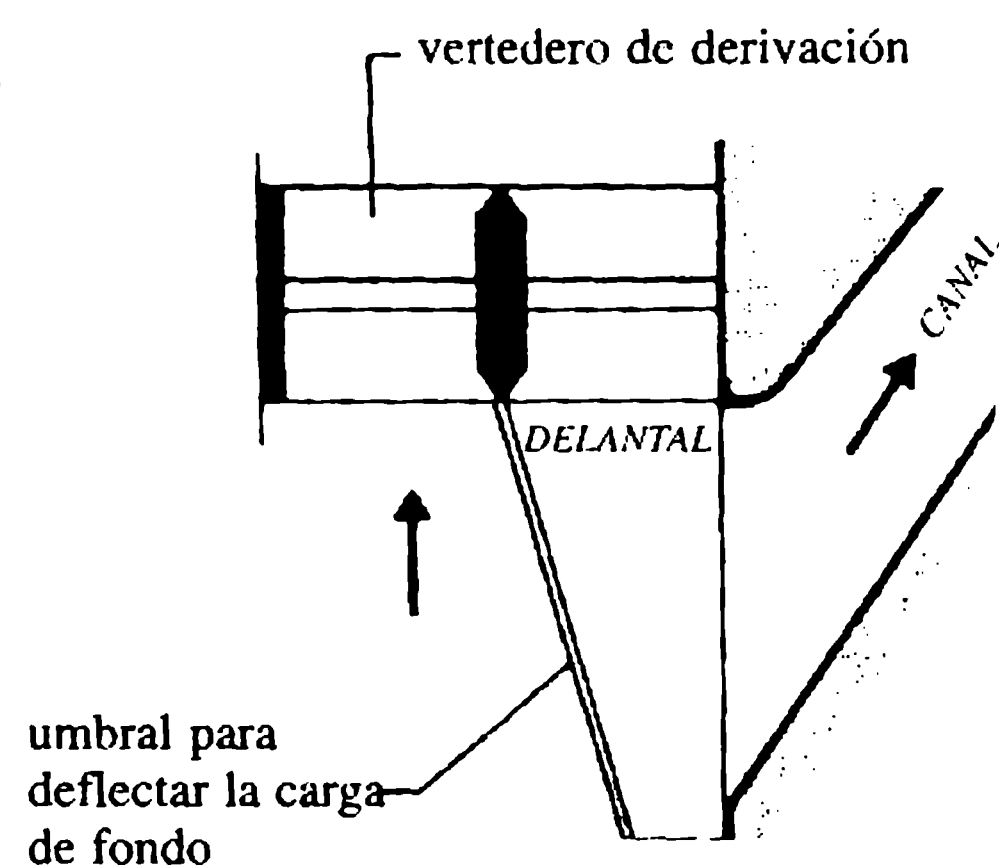
Bocatomas para tramos rectos con contracción del lecho

(a) Con canal de sedimentación

(b) Sin canal de sedimentación



(c) Derivación de un tramo recto con un brazo lateral curvo



(d) Bocatoma con un umbral de derivación de la carga de lecho

**Figura 9.13** Esquemas de bocatomas con curvatura inducida al flujo (Mosonyi, 1957).

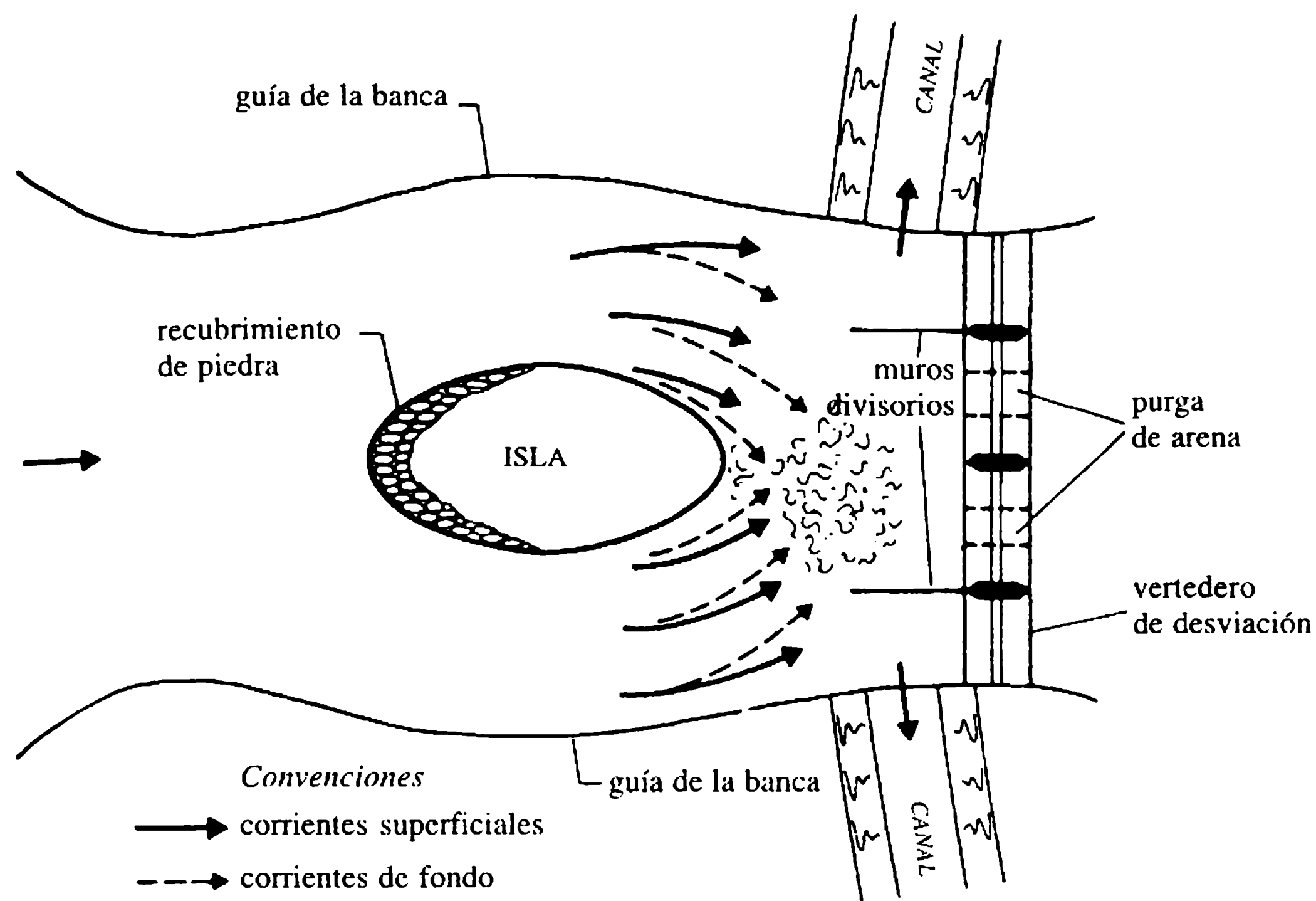
Las pérdidas de entrada debido a un cambio de dirección del flujo (una bocatoma que forma un ángulo  $\alpha$  con la corriente principal) está dada por:

$$\Delta h_{\alpha} = V^2/2g - \varepsilon V_0^2/2g \quad (9.19)$$

donde  $V_0$  es la velocidad de la corriente principal a la entrada, y  $\varepsilon$  es aproximadamente 0.4 para  $\alpha = 90^\circ$  y 0.8 para  $\alpha = 30^\circ$ .

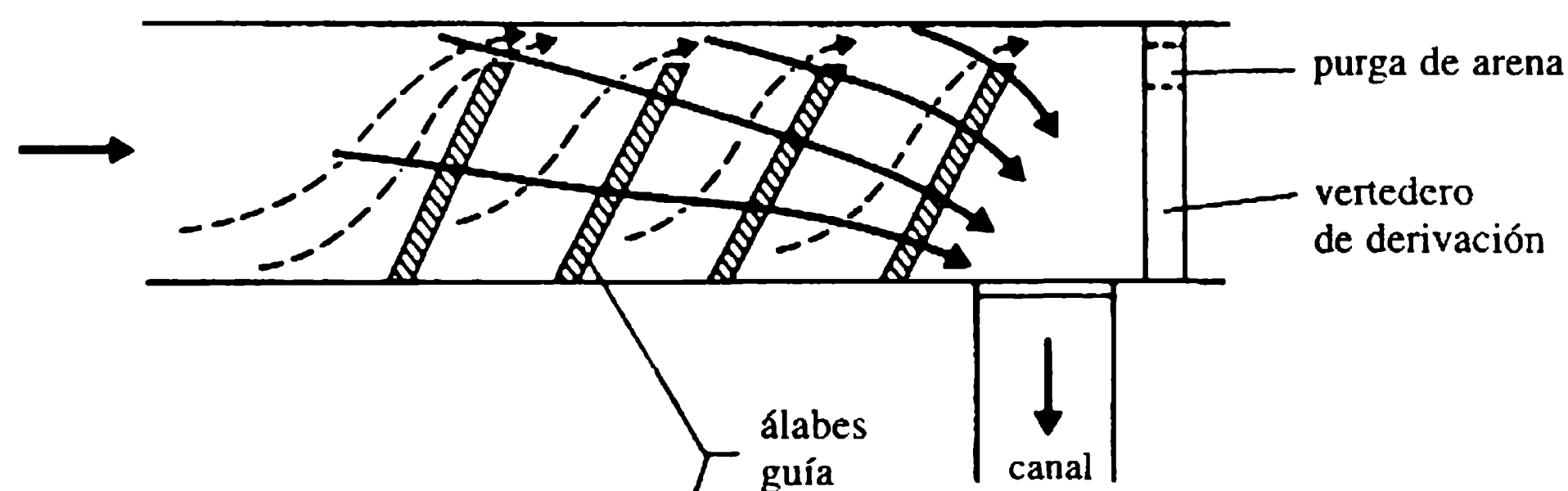
En caso de que la entrada tenga un umbral construido con estribos curvos y pilas, la pérdida de cabeza,  $\Delta h_c$ , está dada por:

$$\Delta h_c \approx 0.3 V^2/2g. \quad (9.20)$$

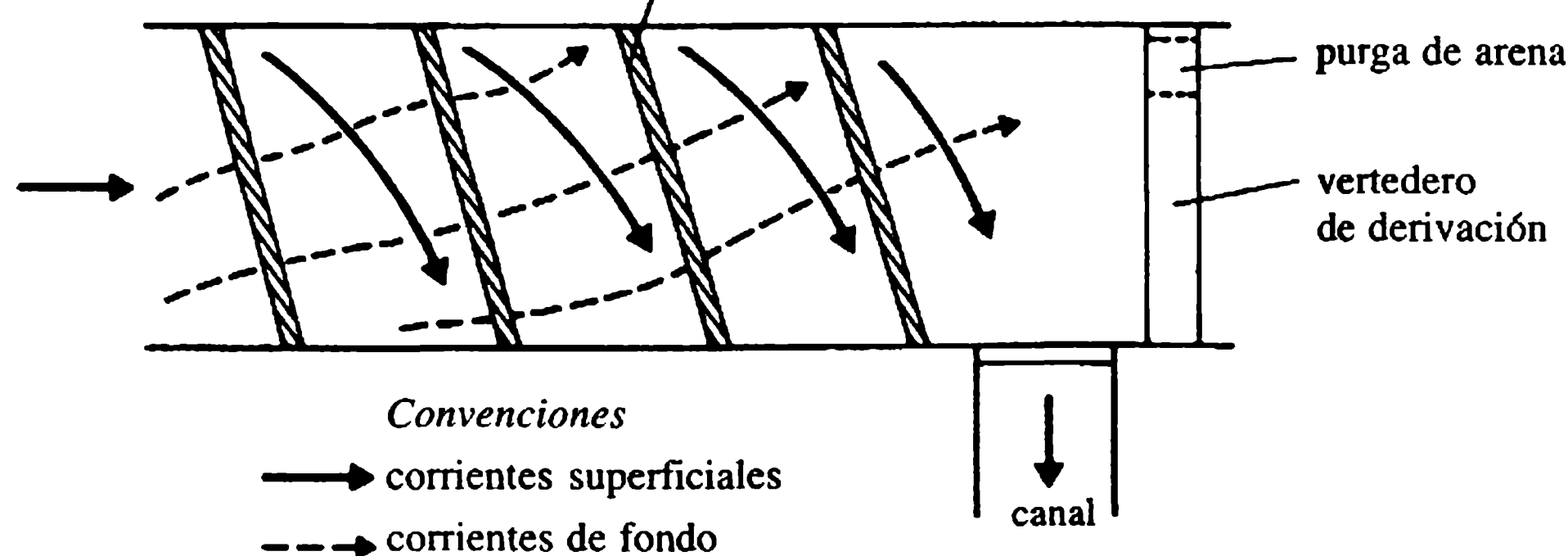


**Figura 9.14** Uso de una isla artificial de espigones para inducir la curvatura deseada al flujo en la bocatoma.

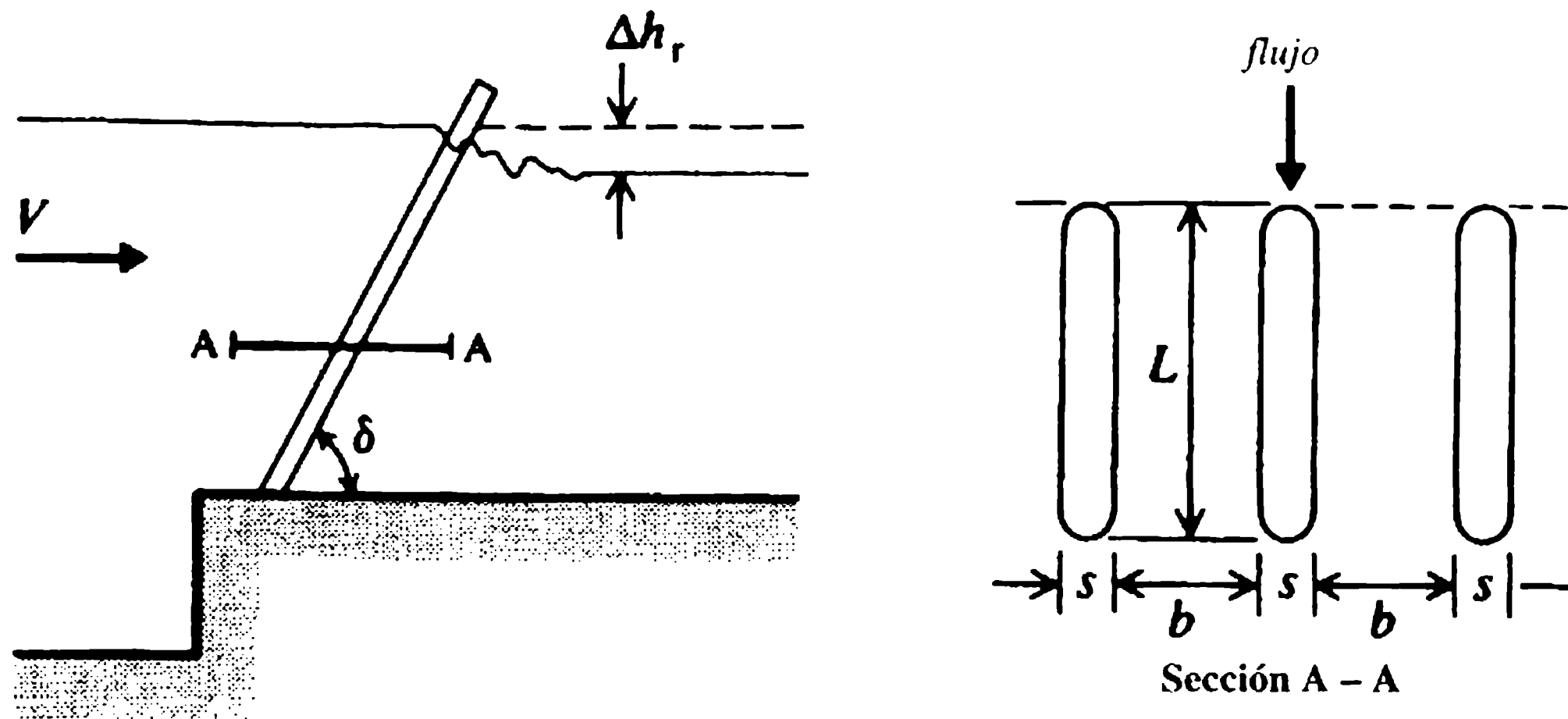
**(a) Álabes guía de fondo**



**(b) Álabes guía superficiales**



**Figura 9.15** Esquemas de álaves guía aguas arriba de la bocatoma para excluir sedimentos.



**Figura 9.16** Pérdidas en la rejilla.

Las ecuaciones (9.19) y (9.20) sugieren que la máxima pérdida por entrada en la toma:

$$\Delta h_e = 1.3 V^2/2g - \varepsilon V_0^2/2g. \quad (9.21)$$

Las pérdidas en la rejilla,  $\Delta h_r$ , pueden expresarse por (figura 9.16):

$$\Delta h_r = \beta (s/b)^{4/3} \sin \delta V^2/2g \quad (\text{fórmula de Kirschmer}) \quad (9.22)$$

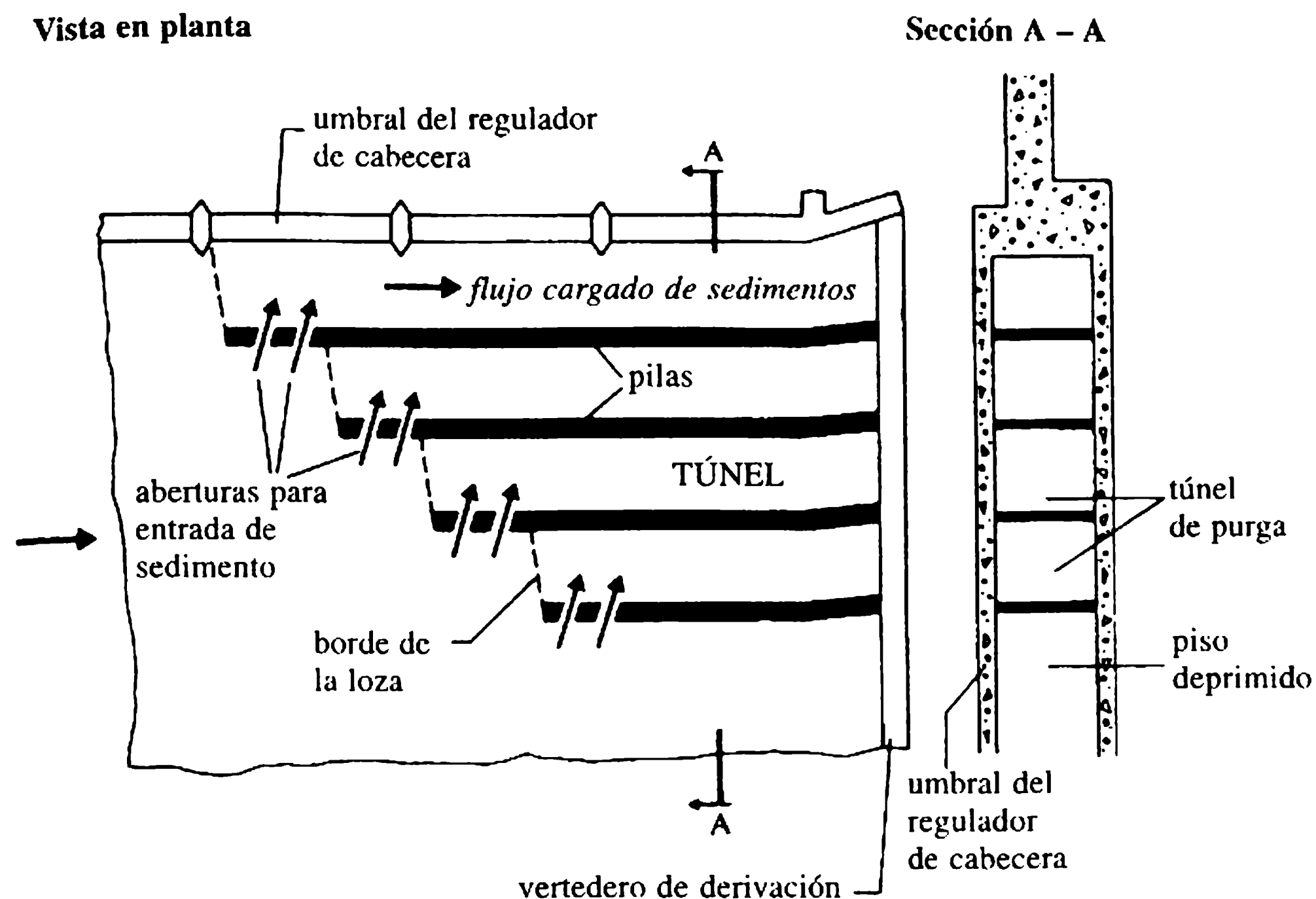
(con flujo paralelo a las barras de la rejilla), donde  $\beta$  es un coeficiente que depende del tipo de barra de rejilla (tabla 9.3).

### 9.2.3 CONTROL DE SEDIMENTOS EN OBRAS DE CAPTACIÓN

#### a. Excluser de lodos

El excluser es un dispositivo construido en el lecho justo aguas arriba del regulador para remover el sedimento del agua (fuente) que entra al canal. Se diseña para que las capas inferior y superior del flujo se separen causando la menor perturbación posible. El agua de la capa superior libre de sedimentos se conduce hacia el canal, mientras que el agua de la capa inferior colmada de sedimentos se descarga aguas abajo de la estructura de derivación mediante compuertas inferiores. La estructura básicamente consta de túneles (figura 9.17) en el piso de un pozo profundo del río, aislada por una pared divisoria. El umbral del regulador se mantiene al mismo nivel que la parte superior de la loza del techo de los túneles.

La capacidad del túnel o túneles usualmente se mantiene en el 20% de la descarga del canal y se diseña para una velocidad mínima de  $2\text{-}3 \text{ m s}^{-1}$  (para evitar la sedimentación).



**Figura 9.17** Excluser de lodos (tipo túnel).

**Tabla 9.3** Valores de  $\beta$  para flujo paralelo

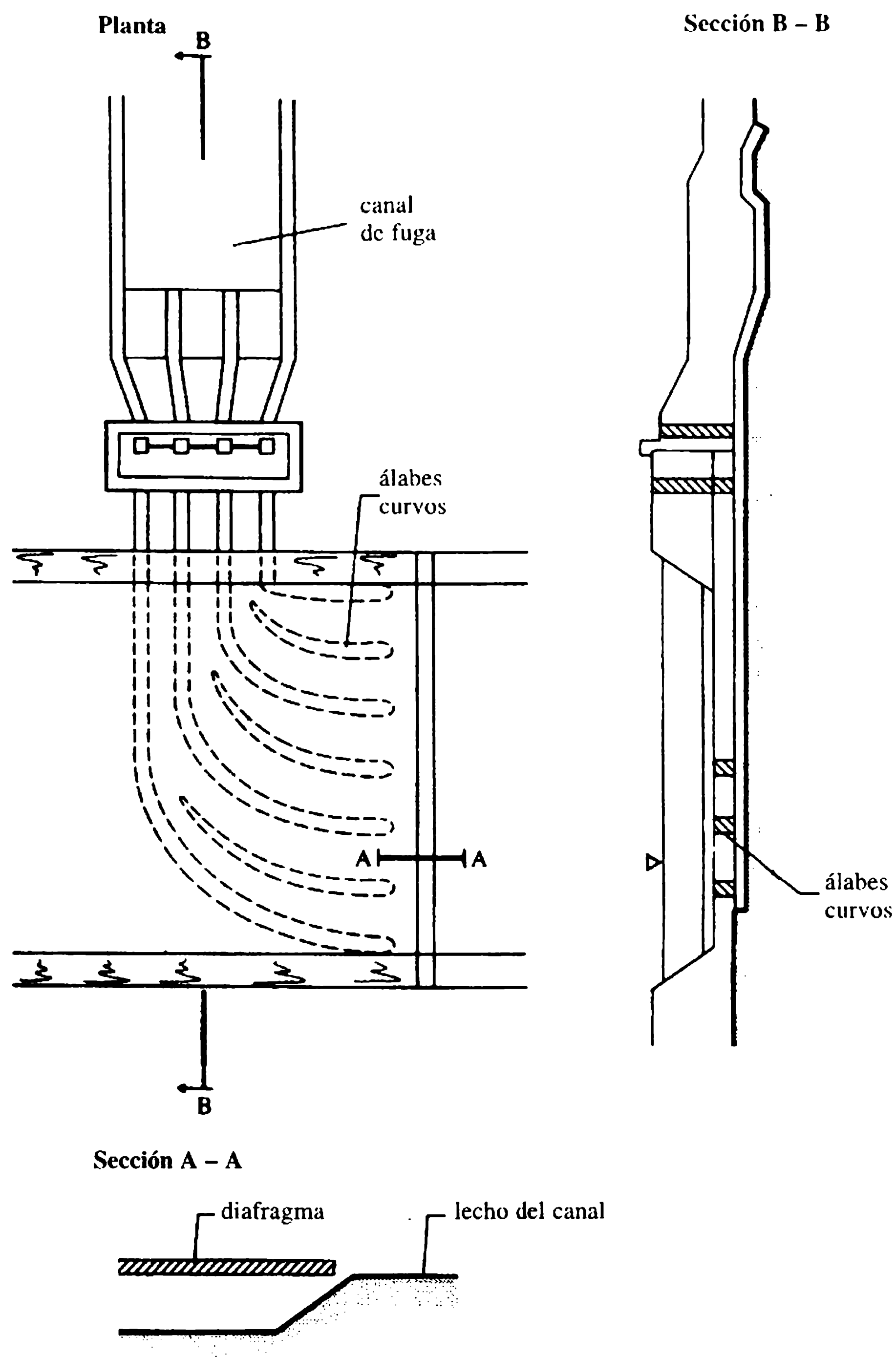
| <i>Tipo de barra de la rejilla</i>          | $\beta$ |
|---|---------|
| Nariz y cola cuadradas, $L/s=5$             | 2.42    |
| Nariz cuadrada y cola semicircular, $L/s=5$ | 1.83    |
| Nariz y cola semicirculares, $L/s=5$        | 1.67    |
| Redonda                                     | 1.79    |
| Aerodinámica                                | 0.76    |

#### b. Eyector o extractor de sedimentos

El eyector de sedimentos es un dispositivo construido en el canal aguas abajo de la cabecera del regulador pero aguas arriba del tanque de sedimentación (si hay), en el cual se extraen sedimentos, después de que han entrado al canal.

1. *Eyector de tipo álabe.* El esquema de un eyector de tipo álabe se muestra en la figura 9.18. Un diafragma en el lecho del canal separa las capas superiores de las inferiores. Al entrar el área deprimida del lecho del canal, las capas inferiores cargadas de sedimentos se desvían mediante álabes curvos hacia la cámara de escape. El diseño debe ser tal que las perturbaciones de entrada sean mínimas; los pasadizos aerodinámicos por los álabes aceleran el flujo a través de ellos, evitando el asentamiento.
2. *Eyector de tipo tubo vórtice.* El eyector de tipo tubo vórtice (figura 9.19) consta de una tubería con una ranura en la parte superior, colocada a través del fondo del canal en un ángulo de cerca de  $30^\circ$ - $90^\circ$  con la dirección del flujo. El





**Figura 9.18** Eyector de sedimentos (tipo álabe).

movimiento de vórtice dentro del tubo atrae el sedimento hacia él, y las velocidades en la pared a lo largo del tubo eventualmente expulsan el sedimento en su extremo de descarga. Un eyector de tipo tubo vórtice bien diseñado puede ser más eficiente que cualquier otro eyector convencional, con menos pérdida de agua.

### 9.2.4 TANQUE DE SEDIMENTACIÓN

El tanque de sedimentación es un dispositivo colocado sobre el canal aguas abajo del regulador de cabeza para la remoción de la carga de sedimentos que no pueden atraparse mediante sedimentadores o eyectores convencionales. Consta de una sección ampliada en donde la velocidad del flujo es suficientemente baja para que el sedimento fino se asiente en su lecho (figura 9.20). El sedimento depositado se remueve mediante arrastre por chorros de agua, lavado o dragado.

Los siguientes criterios de diseño pueden utilizarse para diseñar un tanque de sedimentación:

$$W = W_0 e^{-w_s x/q} \quad (4.13)$$

donde  $W$  es el peso del sedimento que sale del tanque de sedimentación,  $W_0$  es el peso del sedimento que entra a éste,  $w_s$  es la velocidad de asentamiento de una partícula de sedimento,  $q$  es el caudal por metro de ancho del tanque de sedimentación y  $x$  la longitud del mismo. Alternativamente:

$$x = c D_s V / w_s \quad (9.23)$$

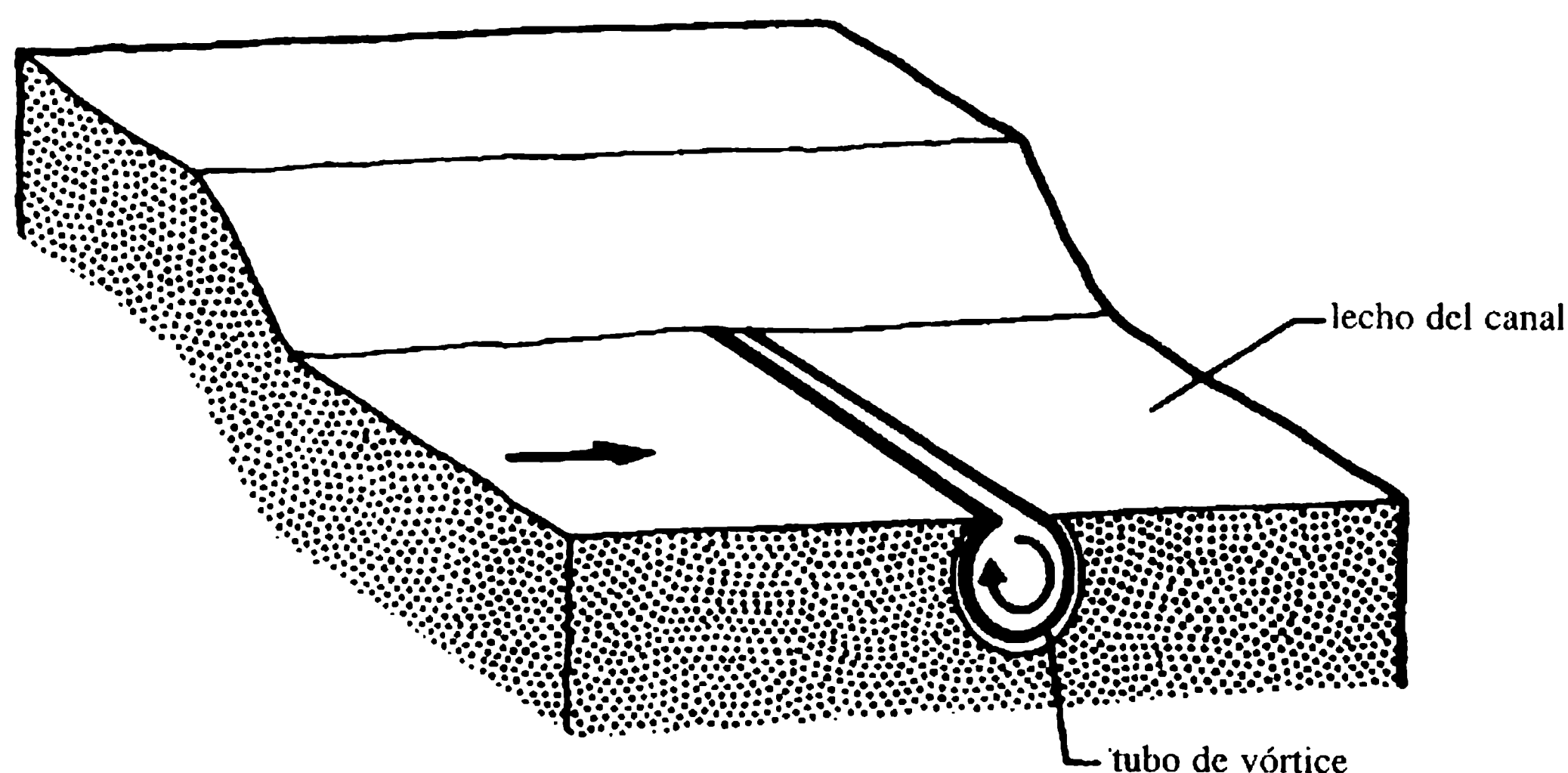
donde  $D_s$  es la profundidad,  $V$  es la velocidad media en el tanque de sedimentación y  $c$  es el factor de seguridad (1.5-2).

Con base en la ecuación bidimensional de dispersión de estado permanente, la fracción de remoción  $F$ , a una distancia  $x$  en el tanque de sedimentación de profundidad  $y$ , se puede obtener (suponiendo dispersión isotrópica) de:

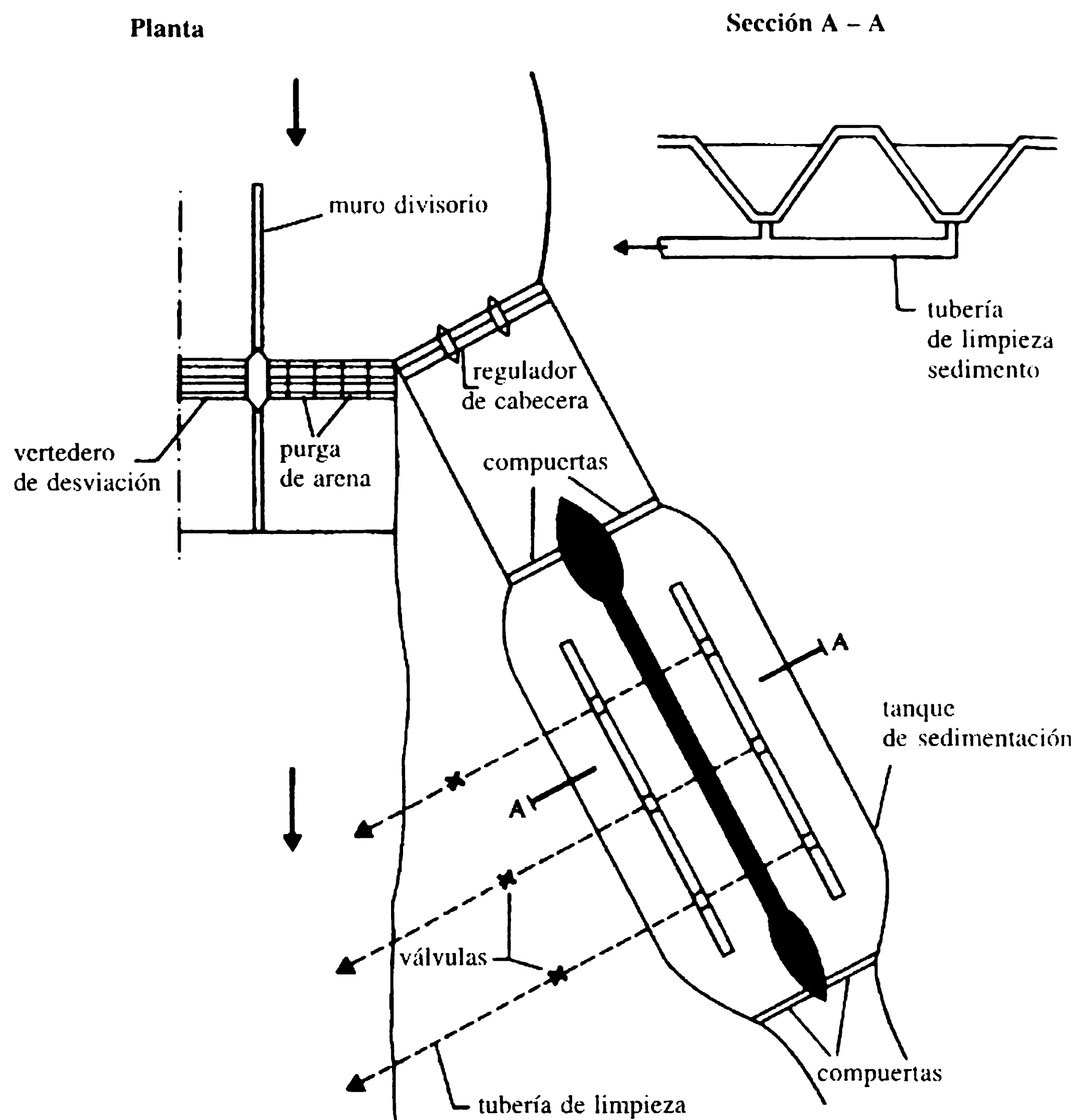
$$x/y = [-12V \log(1 - F)] / (10W_s - U_*) \quad (9.24)$$

donde  $U_*$  es la velocidad de corte en el tanque, dada por la ecuación (8.7).

La ecuación (9.24) arroja resultados satisfactorios cuando se calcula cada fracción de sedimento removido de forma independiente, si la concentración es pequeña.



**Figura 9.19** Eyector de sedimento de tipo tubo de vórtice.



**Figura 9.20** Distribución de un tanque de sedimentación.

#### 9.2.5 DESAGÜES DE CANALES

Un desagüe de canal es una estructura de captación para canales pequeños; por lo general se diseña para producir una distribución proporcional del suministro de agua con fines de irrigación a partir de un canal principal. Estas estructuras no requieren obras de control en el canal principal y funcionan automáticamente sin control manual. Exceptuando inspecciones de rutina, requieren poco mantenimiento (Mazumdar, 1983).

La flexibilidad de un desagüe ( $F$ ) es la relación entre el cambio fraccional de caudal del desagüe ( $dq/q$ ) y el cambio fraccional del desagüe del canal principal (de distribución) ( $dQ/Q$ ). Entonces,

$$F = (dq/q)/(dQ/Q) \quad (9.25)$$

donde  $q$  y  $Q$  son los caudales en el desagüe y en el canal principal respectivamente, dados por:

$$q = kH^m, \quad (9.26a)$$

$$Q = cD^n, \quad (9.26b)$$

$H$  es la cabeza que actúa en el desagüe y  $D$  la profundidad del agua en el canal de distribución (figura 9.21).

Si se combinan las ecuaciones (9.25) y (9.26) se obtiene:

$$F = (m/n)(D/H) dH/dD. \quad (9.27a)$$

Puesto que  $dH = dD$  (el cambio en  $D$  origina un cambio igual en  $H$ ), la ecuación (9.27a) se convierte en:

$$F = (m/n) (D/H). \quad (9.27b)$$

El diseño de un desagüe proporcional ( $F=1$ ) está entonces regido por la condición:

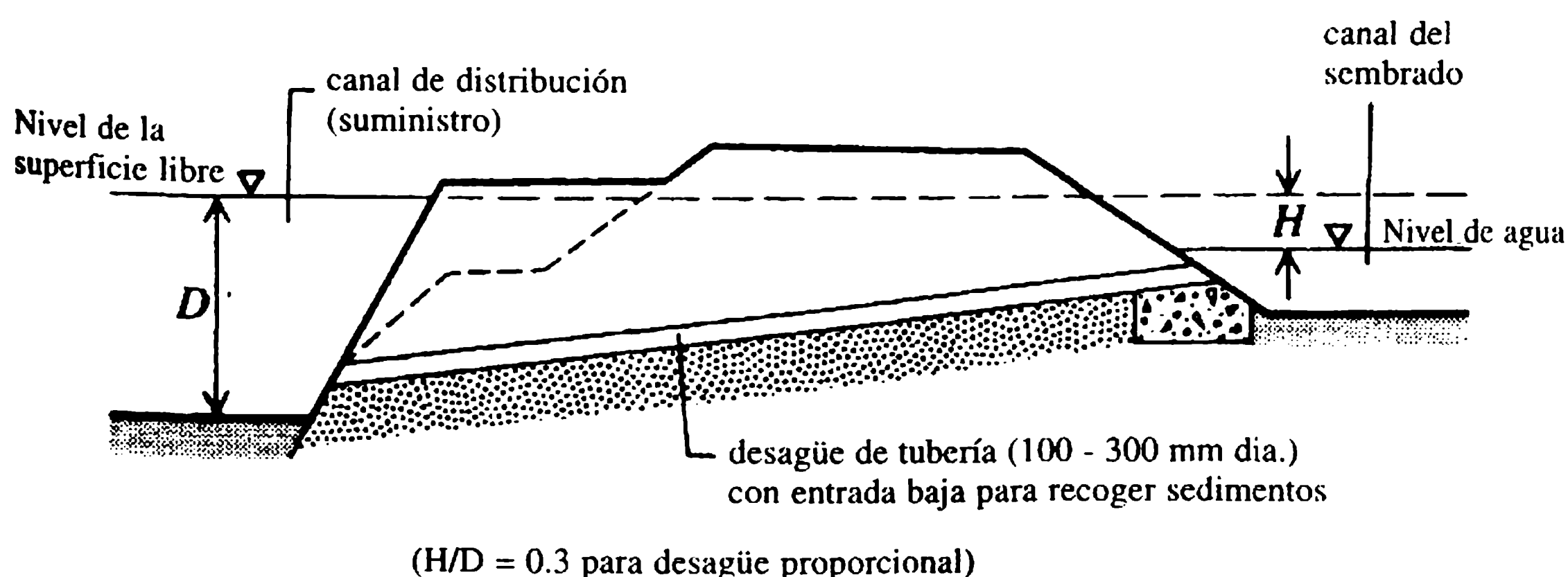
$$H/D = m/n. \quad (9.28)$$

La relación  $H/D$  se denomina relación de ajuste del desagüe.

Para un desagüe proporcional de tipo orificio o tubería ( $m = 1/2$ ) desde un canal trapezoidal ( $n \approx 5/3$ ), la relación de ajuste  $H/D$  es 0.30, mientras que para un desagüe proporcional de tipo canaleta abierta (tipo Crump,  $m=3/2$ ) es 0.90.

### a. Clasificación de desagües

1. *Tipo no modular.* En este desagüe, el caudal depende de la diferencia de nivel ( $H$ ) entre la superficie del agua en el canal de distribución (suministro) y en el cauce aguas abajo (canal del sembrado). Una tubería de desagüe sumergida (figura 9.21), o un orificio, es un ejemplo común de este tipo. Con respecto al esquema de la tubería de desagüe en la figura 9.21, cualquier solución conven-



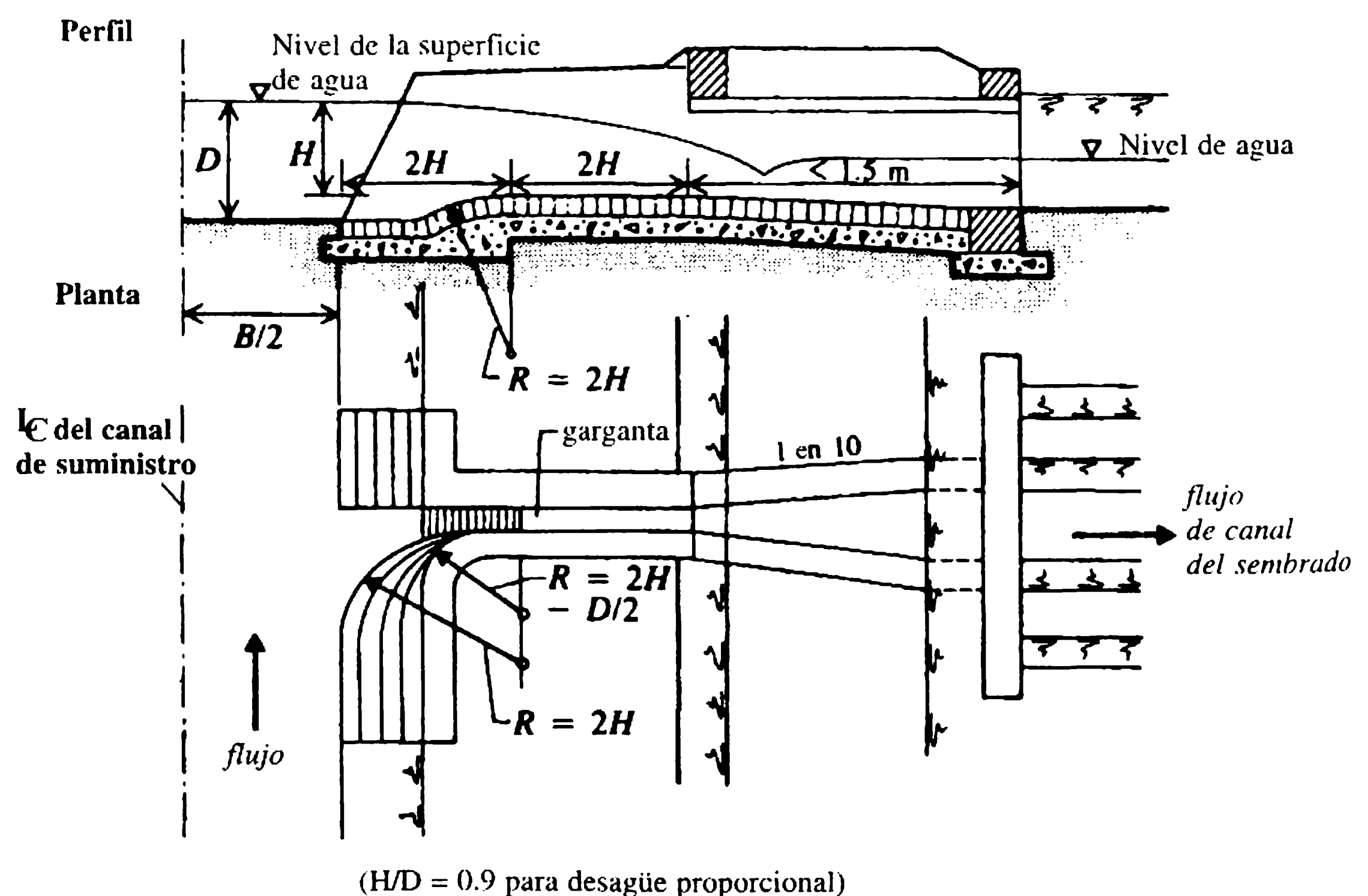
**Figura 9.21** Desagüe de tipo tubería sumergida (tipo no modular).

cional del flujo en la tubería dará el caudal en el desagüe, por ejemplo, el procedimiento iterativo que combina las ecuaciones de Darcy-Weisbach y Colebrook-White.

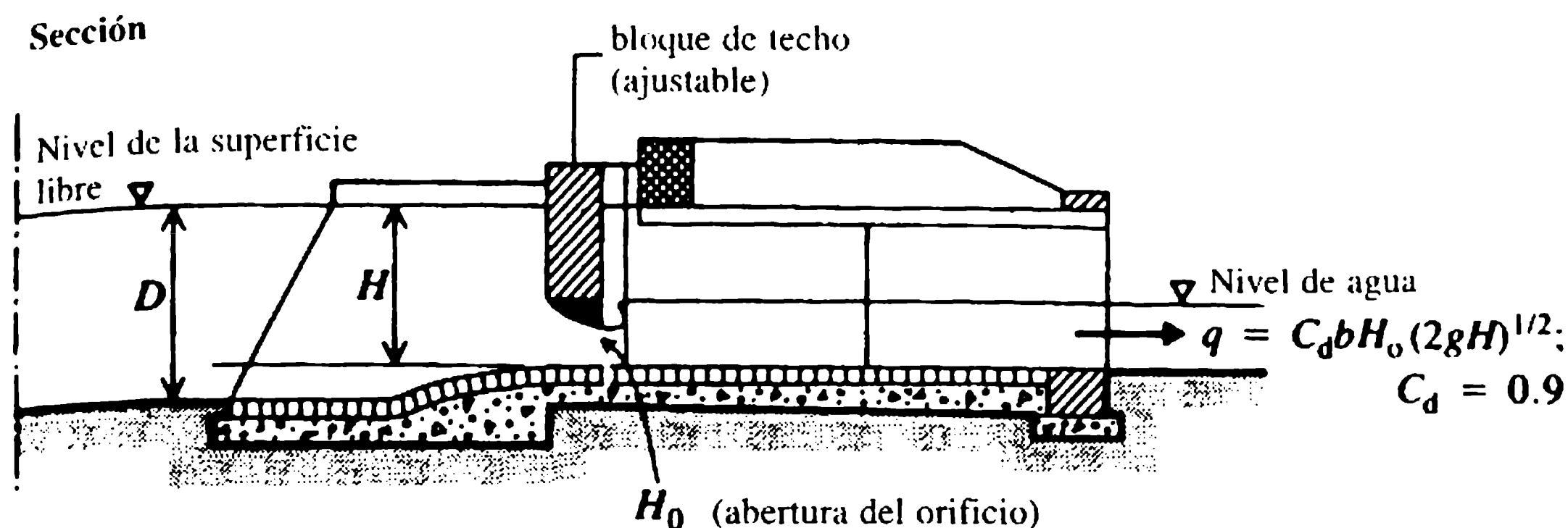
2. *Tipo semimodular o flexible.* El caudal a través de este tipo de desagüe (semimodular) es afectado sólo por el cambio de nivel del agua en el canal de distribución. Una tubería de desagüe que caiga libremente, un desagüe en canaleta abierta y un desagüe ajustable de tipo orificio son tipos comunes de desagües flexibles. Puesto que el caudal en este tipo de desagües es independiente del nivel del agua en el canal del sembrado, la interferencia con los agricultores es mínima. La tubería de desagüe se construye casi siempre con una flexibilidad  $F < 1$ , de modo que el caudal en el desagüe cambia en un porcentaje más pequeño que el cambio en el canal de distribución. Un desagüe de tipo canaleta abierta se muestra en la figura 9.22. La entrada se diseña de tal manera que la canaleta capta un porcentaje razonable de sedimento. El caudal a través de este tipo de desagüe (por ejemplo, Crump) está dado por:

$$Q = CbH^{3/2} \text{ (m}^3 \text{ s}^{-1}\text{)} \quad (9.29)$$

donde  $b$  es el ancho en la garganta (en m),  $H$  la altura sobre la cresta (en m), y  $C$  igual a 1.71 (en teoría  $0.544g^{1/2}$ ; el intervalo real 1.60-1.66). Un desagüe de tipo semimódulo de orificio ajustable (DSOA)(AOSM en inglés), que consta de un orificio seguido por una canaleta que se expande gradualmente aguas abajo, se muestra en la figura 9.23. Este tipo de desagüe se utiliza con regula-



**Figura 9.22** Desagüe de tipo canaleta abierta (India y Pakistán).



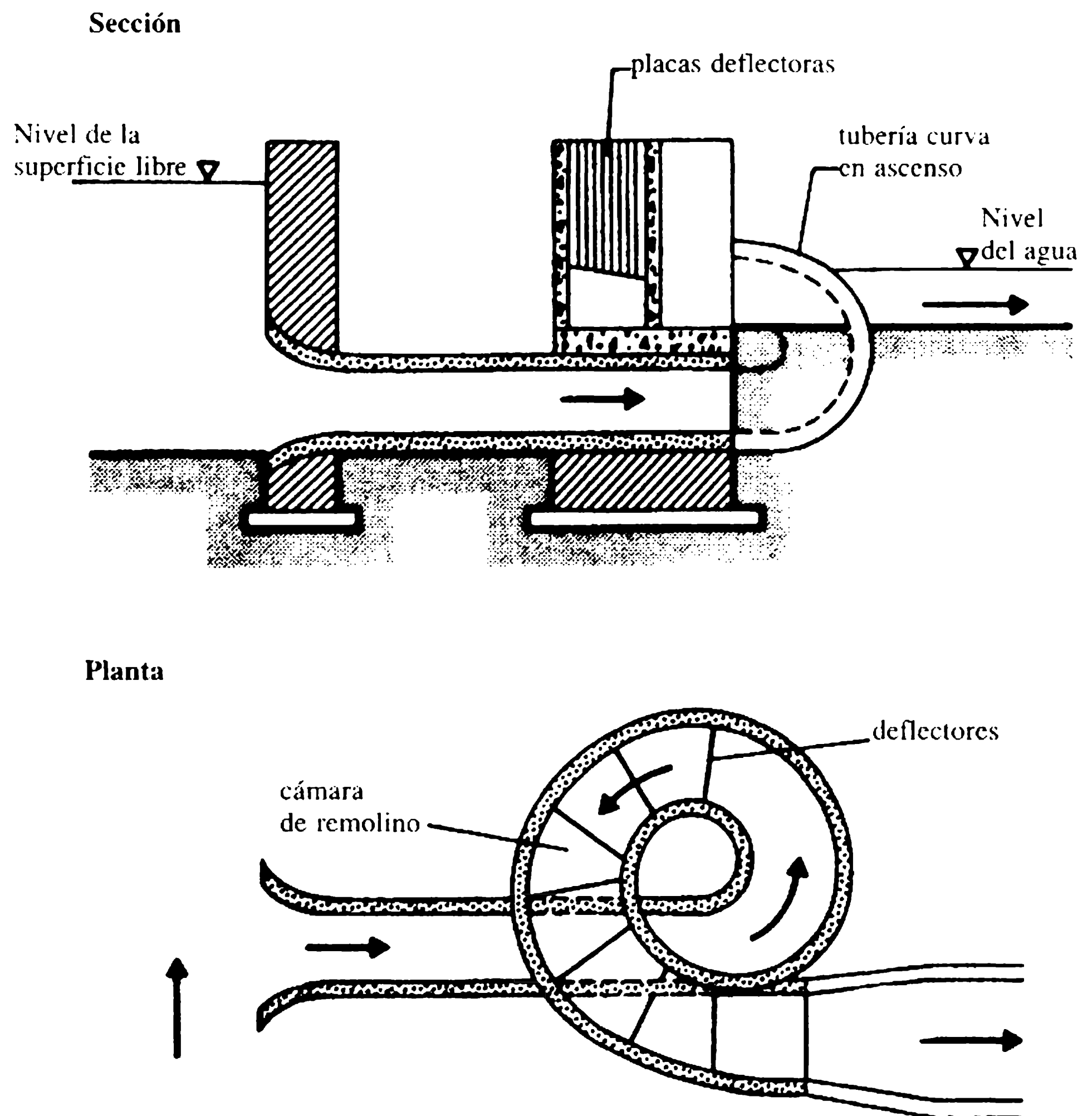
**Figura 9.23** Desagüe de tipo semimódulo de orificio ajustable (DSOA). Distribución en planta para conformar un desagüe proporcional de tipo canaleta abierta.

ridad en el subcontinente indio y se considera una de las mejores formas de desagüe.

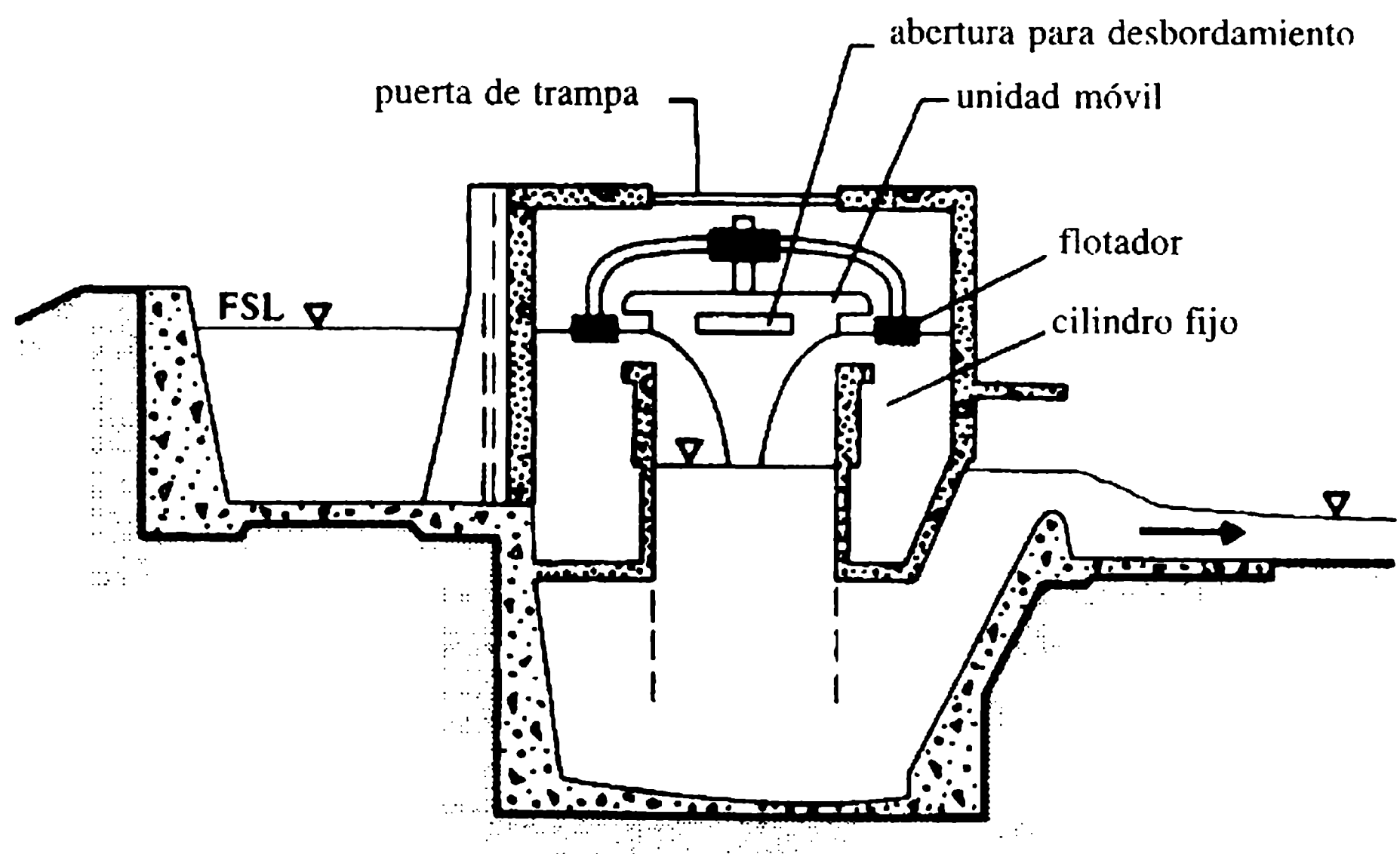
3. *Tipo modular.* Este tipo de desagüe (rígido o de módulo invariante) transporta un caudal constante dentro de límites prefijados, sin importar las fluctuaciones del nivel del agua en el canal de distribución y/o canal del sembrado. El módulo de Gibb (figura 9.24) es uno de los diversos tipos de desagüe de módulo rígido. Tiene una cámara de remolino semicircular en planta, conectada por una tubería de captación en ascenso. Se desarrolla un flujo de vórtice dentro de la tubería de captación, creando entonces un aumento en el nivel del agua en la circunferencia exterior de la cámara de remolino (puesto que  $Vr = \text{constante}$  para un flujo de vórtice libre). La energía excesiva del flujo entrante (debido al incremento de la cabeza que produce el flujo) se disipa en los tabiques deflectores sostenidos del techo, de tal modo que mantiene el caudal constante para un amplio intervalo de variación de la cabeza.

En la figura 9.25, se muestra un diseño italiano de un desagüe de módulo rígido, el cual consta de una camisa cilíndrica con aberturas en forma de circunferencia (que actúan como vertederos), que flotan en un cilindro exterior fijo. Tal configuración asegura una cabeza constante, produciendo un flujo a través de las aberturas sin importar el nivel del agua en el canal de distribución (Water and Water Engineering, 1956). El desagüe de módulo rígido de tipo orificio Neyrpic (diseño francés) que se muestra en la figura 9.26, facilita la extracción de un caudal casi constante para un intervalo amplio de fluctuaciones del nivel del agua en el canal de distribución. Al incrementar la cabeza se aumenta la contracción del chorro compensando entonces cualquier incremento en el caudal correspondiente. Para cubrir un intervalo mucho más amplio de fluctuaciones del nivel del agua, puede utilizarse un módulo de una placa deflectora doble con orificios. Si las fluctuaciones del nivel del agua superan los límites tolerables para un flujo constante en el canal de captación, se debe instalar equipo auxiliar tal como compuertas en el sistema de distribución aguas arriba y aguas abajo (Kraatz y Mahajan, 1975).

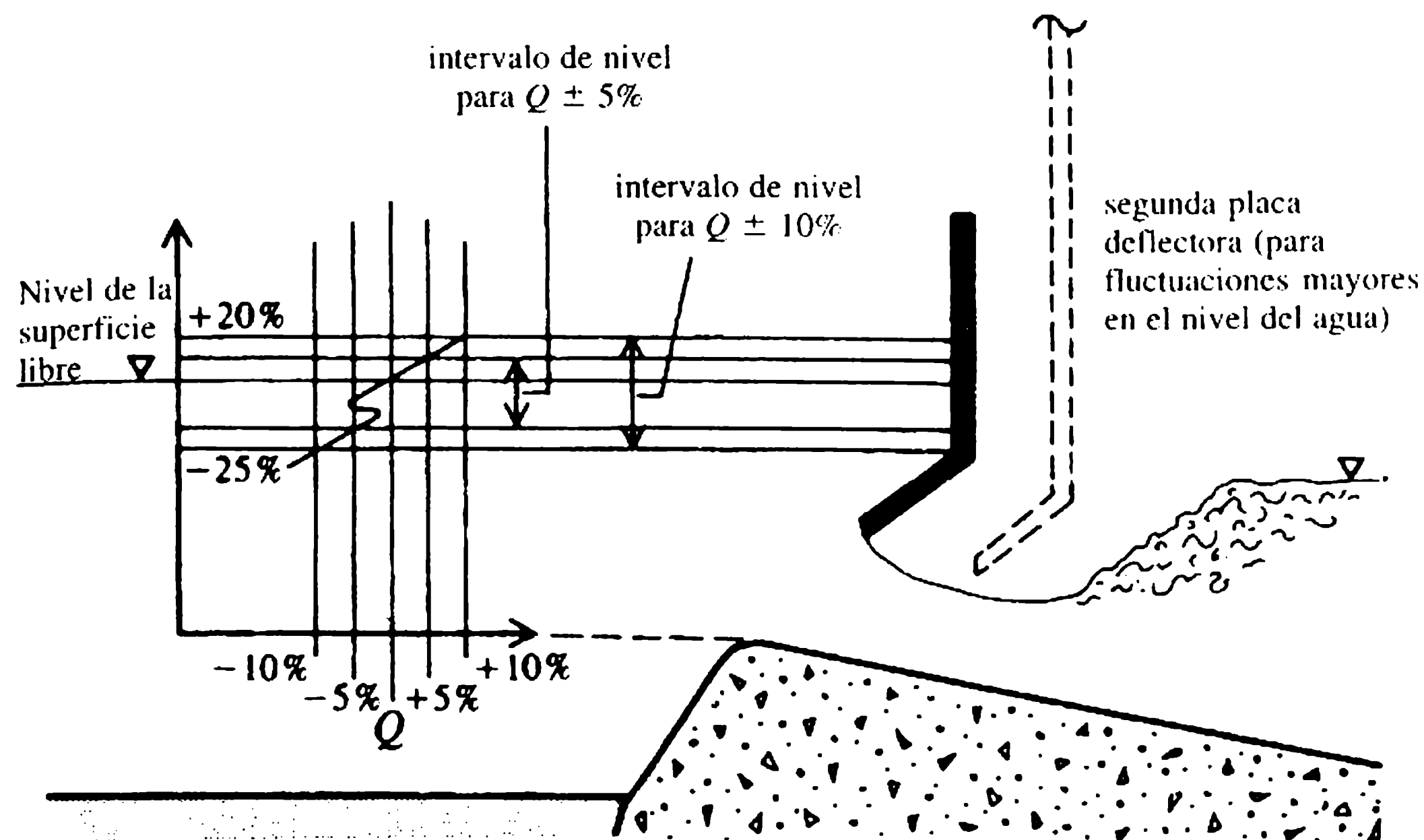




**Figura 9.24** Módulo rígido de tipo Gibb.



**Figura 9.25** Autorregulador (módulo rígido de tipo italiano).



**Figura 9.26** Módulo rígido de tipo orificio (esquema con deflector simple).

### Ejemplo 9.2

Diseñar una estructura de captación para un canal menor, utilizando los siguientes datos:

|                                       | <i>Canal de suministro</i> |                    | <i>Captación</i> |
|---------------------------------------|----------------------------|--------------------|------------------|
|                                       | <i>Aguas arriba</i>        | <i>Aguas abajo</i> |                  |
| Caudal ( $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ ) | 4.0                        | 3.5                | 0.5              |
| Nivel del lecho (m PED)               | 120.00                     | 119.94             | 119.86           |
| Nivel de la superficie libre (m PED)  | 120.96                     | 120.84             | 120.36           |
| Ancho en el lecho (m)                 | 8.0                        | 7.0                | 2.0              |
| Ángulo de captación                   |                            |                    | 60°              |

### Solución

La profundidad para suministro total aguas arriba,  $D = 120.96 - 120.00 = 0.96$  m. La profundidad del agua en la captación  $= 120.36 - 119.86 = 0.50$  m. La cabeza de trabajo  $= 120.96 - 120.36 = 0.60$  m. Si se adopta una bocatoma proporcional de una canaleta abierta (desagüe),  $H/D = 0.9$ . Por tanto, la cabeza,  $H$ , sobre la cresta  $= 0.9D = 0.9 \times 0.96 = 0.864$  m. El nivel de la cresta  $= 120.96 - 0.864 = 120.096$  m PED. Como el nivel de la cresta es mayor que el nivel del lecho de la captación, éste se puede adoptar. A partir de la fórmula para la canaleta, el ancho de la garganta,  $b = Q/CH^{3/2} = 0.5/1.6 \times 0.864^{3/2} = 0.39$  m.

Nótese que los valores sugeridos para  $C$  son los siguientes:

| $Q \text{ (m}^3 \text{ s}^{-1}\text{)}$ | <i>Ángulo de toma <math>C</math></i> |            |
|---|--------------------------------------|------------|
|   | $60^\circ$                           | $45^\circ$ |
| $< 0.55$                                | 1.60                                 | 1.61       |
| 0.55–1.5                                | 1.61                                 | 1.63       |

El ancho del canal de captación = 2.0 m. Por consiguiente, la relación de la canaleta,  $f_r = 0.39/2 = 0.195$ . La longitud de la cresta =  $2H = 1.728$  m; aproximadamente 1.75 m.

Para el glacis y el tanque de amortiguación (cisterna), la intensidad del caudal (suponiendo 67% para emboquillar),  $q = 0.67 \times 0.50/0.39 = 0.86 \text{ m}^3 \text{ m}^{-1}$ . La cabeza de trabajo,  $h = 120.96 - 120.36 = 0.60$  m. La profundidad crítica,  $h_c = (q^2/g)^{1/3} = 0.42$  m y, por tanto,  $h/h_c = 0.60/0.42 = 1.43$ . La curva adimensional de energía,  $h/h_c$  contra  $E/h_c$ , arroja la relación:

$$E/h_c = h/h_c + \frac{1}{2} (h_c/h)^2$$

de donde  $E = 0.706$  m. En consecuencia, la profundidad de la cisterna por debajo del nivel del lecho de captación:

$$= E - \text{profundidad del agua en la captación}$$

$$= 0.206 \text{ m (profundidad mínima } \geq 0.075 \text{ m)}$$

Así, el nivel del piso de la cisterna =  $119.86 - 0.206 = 119.654$  m, y de aquí la profundidad del piso de la cisterna por debajo de la cresta,  $d = 120.096 - 119.654 = 0.442$  m. La longitud del glacis aguas abajo =  $2.5d = 1.10$  m. La longitud de la cisterna = profundidad del flujo en la captación + cabeza de trabajo = 1.10 m.

*Longitud de expansión aguas abajo*

1.  $1.5 \times (\text{ancho del lecho en la captación} - b) \simeq 2.4$  m, o
2. longitud del glacis + longitud de la cisterna = 2.20 m, o
3. con un emboquillado mínimo de 1 a 10, la longitud requerida =  $f_r/\text{emboquillado} = 1.95$  m.

De esta manera, se adopta el más grande de los tres, es decir 2.4 m. La profundidad del muro de cortina aguas abajo por debajo del nivel del piso de la cisterna es un medio de la profundidad del flujo en la captación = 0.25 m. Adoptar una profundidad mínima de 0.5 m. La profundidad del muro de cortina aguas arriba es un tercio de la profundidad del nivel en la superficie libre = 0.32 m. Adoptar una profundidad mínima de 0.5 m.

*Protección del lecho aguas abajo*

La longitud de la protección = a la profundidad del flujo en la captación + la cabeza de trabajo = 1.10 m. Proporcionar un delantal de grava, de cerca de 1 m de longitud y 150 mm de espesor, aguas abajo de la cisterna. La longitud de aproximación aguas arriba de la cresta:

$$\begin{aligned} &\approx \{[5H - (\text{nivel de la cresta} - \text{nivel del lecho})] (\text{nivel de la cresta} - \text{nivel del lecho})\}^{1/2} \\ &= 0.64 \text{ m.} \end{aligned}$$

El radio que une la cresta =  $2H \approx 1.728 \text{ m}$ . Los detalles de la distribución se muestran en la planta y el perfil en la figura 9.27.

*Ejemplo 9.3*

Diseñar un desagüe de tubería sumergida para una zanja que descarga  $40 \text{ l s}^{-1}$  desde un canal de suministro, utilizando los siguientes datos:

|                                      | <i>Canal<br/>de suministro</i> | <i>Canal<br/>del sembrado</i> |
|--------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| Nivel del lecho (m PED)              | 100.00                         | 100.00                        |
| Nivel de la superficie libre (m PED) | 101.00                         | 100.90                        |

Desagüe de tubería: longitud del tubo = 10 m. Están disponibles tuberías de concreto de diámetros múltiplos de 50 mm y un valor de  $k$  de 0.1 mm.

**Solución**

La cabeza de trabajo,  $H = 101.00 - 100.90 = 0.10 \text{ m}$ . La profundidad del flujo en el canal de suministro,  $D = 101.00 - 100.00 = 1.00 \text{ m}$ . Por tanto, el ajuste de tubería,  $H/D = 0.1/1.0 = 0.1 < 0.3$ , de modo que la tubería de desagüe funciona como hiperproporcional con una flexibilidad de  $F = 0.3/0.1 = 3$ .

*Diseño de la tubería*

Combinando las ecuaciones de Colebrook-White y Darcy-Weisbach (Featherstone y Nalluri, 1995),

$$Q = -2A(2gdS)^{1/2} \log[k/3.7d + 2.51\nu/d(2gdS)^{1/2}]$$

donde  $d$  es el diámetro del tubo,  $A = \pi d^2/4$ ,  $k$  es la rugosidad de la tubería y  $S$  es la pendiente de fricción. Si no se consideran las pérdidas menores,  $S = 0.1/10 = 0.01$ , y se obtiene:

|                          |     |      |      |
|--------------------------|-----|------|------|
| $d$ (mm)                 | 100 | 200  | 250  |
| $Q$ (l s <sup>-1</sup> ) | 7.2 | 46.1 | 82.8 |

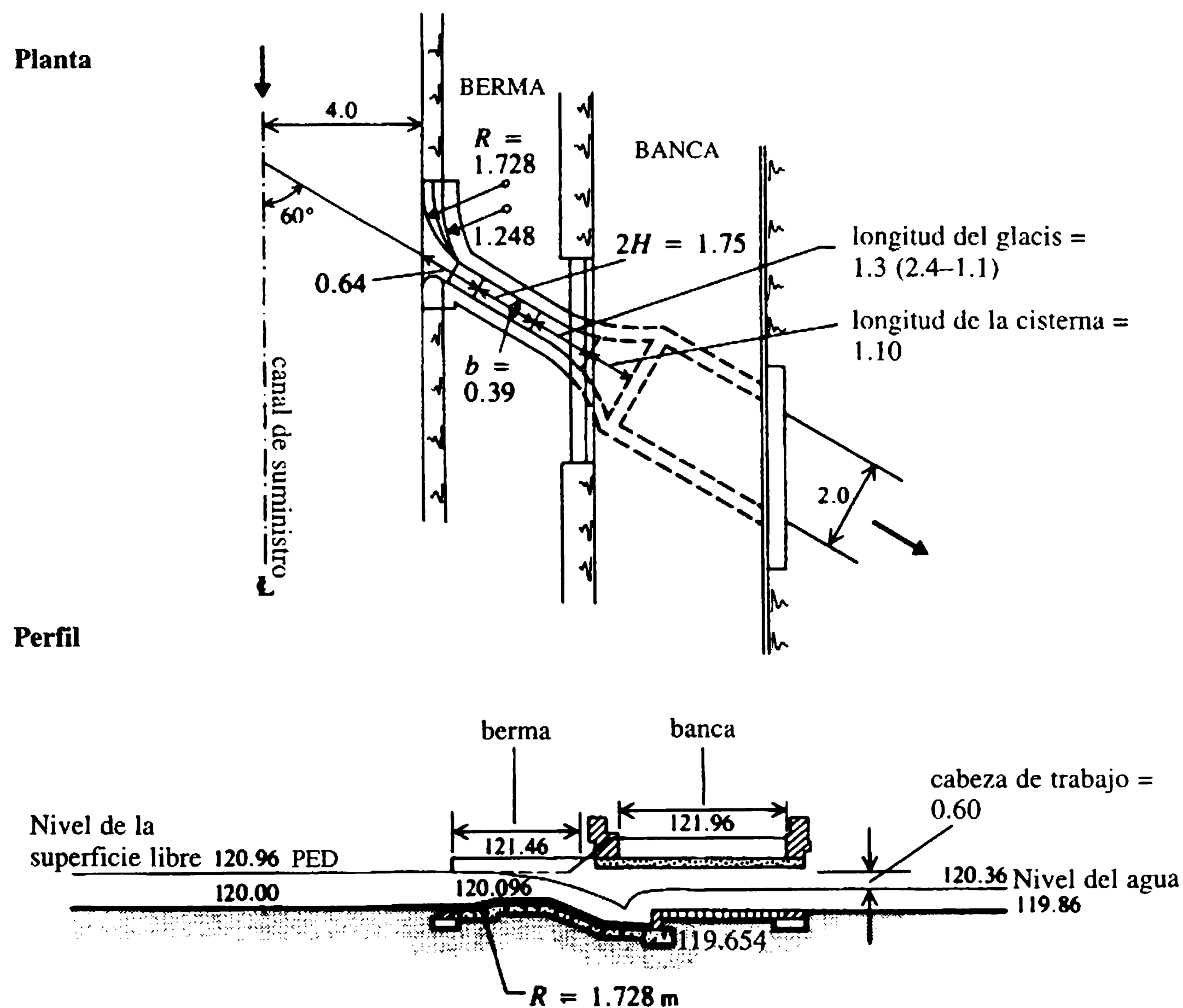
Si se incluyen las pérdidas menores (aquí no se pueden ignorar) la tubería de 200 mm no es suficiente para suministrar 40 l s<sup>-1</sup>. Verificar la capacidad para la tubería de 250 mm, tomando en cuenta las pérdidas de entrada y salida, para el caudal requerido de 40 l s<sup>-1</sup>.

### Ejemplo 9.4

Diseñar un desagüe apropiado para extraer un caudal de 50 l s<sup>-1</sup> de un canal con una profundidad de suministro total de 1 m. La cabeza de trabajo disponible es de 150 mm.

### Solución 1: desagüe de canaleta abierta

Para una canaleta sin sumersión, es decir condiciones de flujo modular, la cabeza de trabajo mínima es aproximadamente 0.2 veces la cabeza por encima de la cresta.



**Figura 9.27** Estructura de captación para un canal menor (efluente = 0.5 m<sup>3</sup> s<sup>-1</sup>; ajuste proporcional,  $H/D = 0.9$ ); todas las dimensiones en metros.

Por consiguiente, la cabeza máxima sobre la cresta,  $H = 0.15/0.2 = 0.75$  m. De aquí que el ancho de la garganta,  $b$  (de la fórmula del vertedero)  $\approx 0.05$  m. Por tanto, se adopta un valor mínimo de  $b = 0.06$  m, lo cual proporciona la cabeza,  $H = 0.65$  m, y de aquí la cabeza mínima de trabajo,  $h = 0.2 \times 0.65 = 0.13$  m, resultado satisfactorio ya que la cabeza disponible es de 0.15 m. Se tiene entonces  $H/D = 0.65/1.0 = 0.65$ , y la flexibilidad,  $F = 0.9/0.65 > 1$ . El diseño puede ser aceptable pero puede no extraer una buena parte del sedimento del canal de suministro debido a la altura excesiva del umbral de 0.35 m (profundidad del flujo—cabeza sobre el umbral).

## Solución 2: desagüe de tubería y canaleta abierta

Un desagüe de tipo de canaleta abierta es costoso, en particular si la orilla del canal de suministro es muy ancha, y en tales casos se utiliza un semimódulo de tubería. El desagüe también puede ser apropiado para extraer parte del sedimento, con la tubería de plomo ajustada en o cerca del nivel del lecho (figura 9.28). La tubería entrega el agua a un tanque en el lado aguas abajo, para el cual se ajusta una canaleta abierta o un semimódulo de orificio.

$$Q = 50 \text{ l s}^{-1}; \quad D = 1.0 \text{ m}; \quad h = 0.15 \text{ m}.$$

Suponer un ancho de la orilla de 10 m y adoptar una tubería de concreto con un valor  $k$  de 0.1 mm. La pérdida de cabeza a través de la tubería,  $h_f = (1.5 + \lambda L/d)V^2/2g$ . Si se supone una tubería de diámetro,  $d = 300$  mm,  $V = 0.707 \text{ m s}^{-1}$  y  $V^2/2g = 0.0255$  m. Por tanto el número de Reynolds,  $Re = 2 \times 10^5$ ;  $k/d = 3.3 \times 10^{-4}$ , y así que  $\lambda = 0.0175$  del diagrama de Moody. De aquí que la pérdida de cabeza  $= 0.0531$  m, lo que da una cabeza de trabajo disponible para el semimódulo de  $0.15 - 0.0531 = 0.0969$  m. De este modo, la máxima cabeza sobre la cresta,  $H = 0.0969/0.2 = 0.484$  m. El ancho de la garganta,  $b$  (de la fórmula de vertedero)  $= 0.093$  m. Se debe así proveer una garganta de ancho de 10 cm, que da  $H = 0.46$  m y entonces  $h_{\text{mínimo}} = 0.092$  m, lo que es satisfactorio ya que la cabeza disponible es de 0.0969 m. El esquema del diseño propuesto del desagüe de tubería y canaleta abierta se muestra en la figura 9.28(a). Otras dos propuestas alternativas que se usan se muestran en las figuras 9.28(b) y (c).

## 9.3 Paso de peces de peces

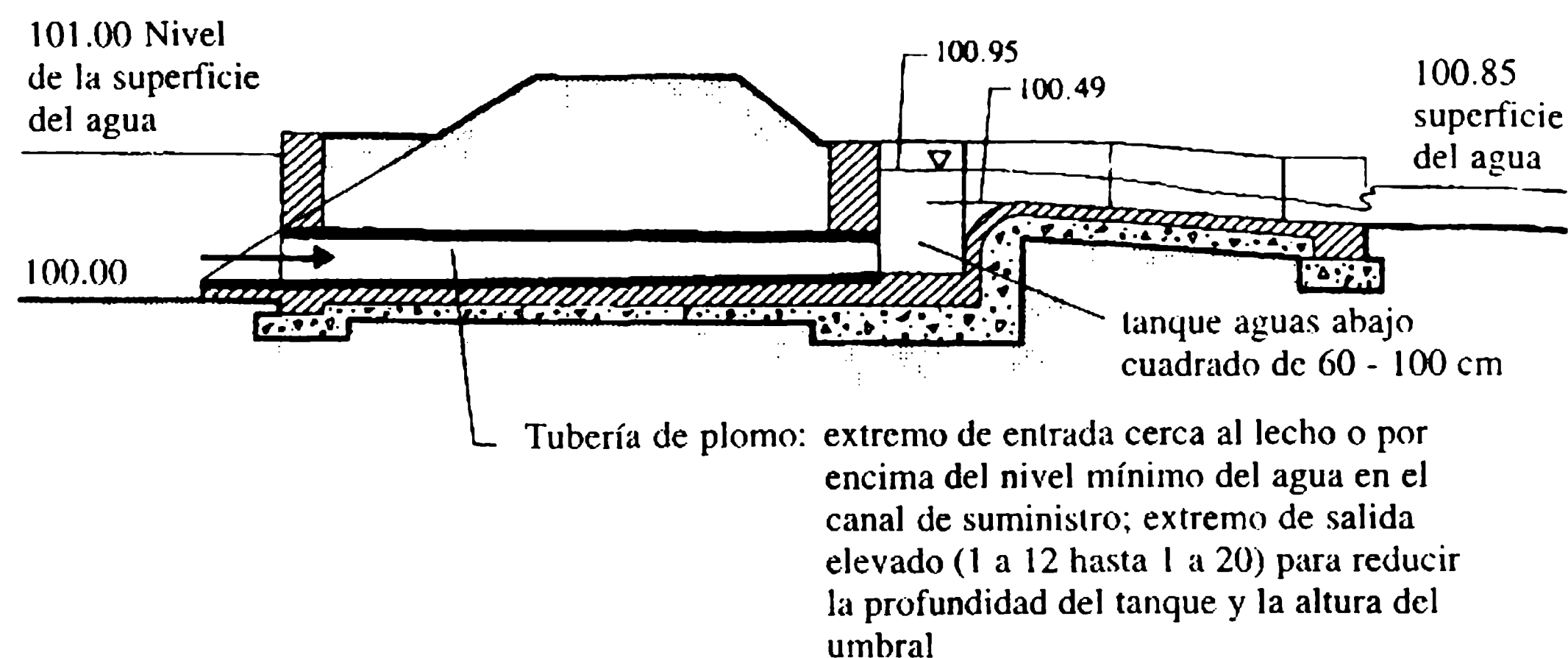
### 9.3.1 INTRODUCCIÓN

Intereses ambientales y de protección de la pesca requieren proporcionar obras apropiadas como parte integral de las presas y los vertederos. Las obras de protección de peces consisten en pasos de peces para una migración segura (escaleras, ascensores) y rejillas.

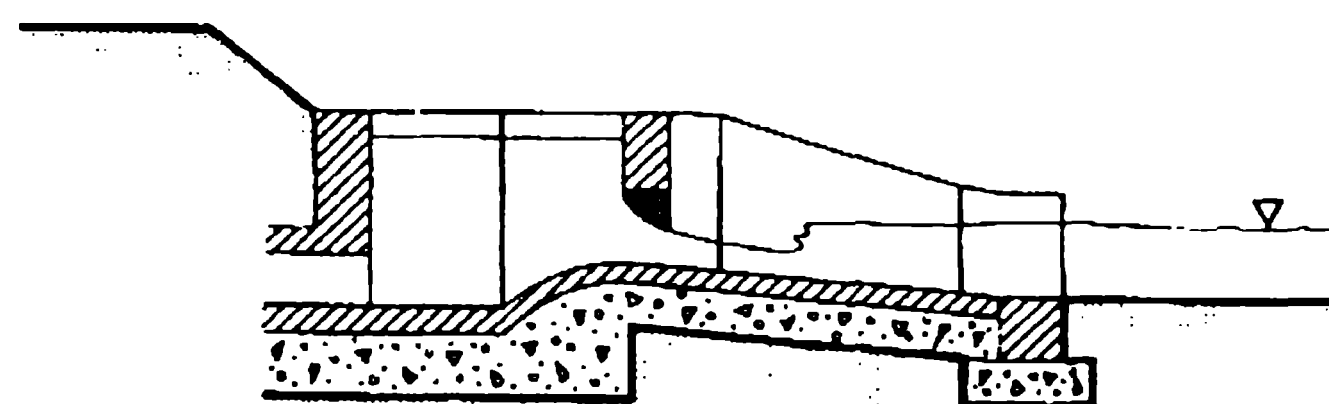
El salmón y la trucha son los principales peces migratorios. Los borgones (salmones jóvenes) viajan al océano 1 ó 2 años después de desovar en agua fresca, mientras que los salmones adultos regresan a sus lugares de desove después de 1 a 3 años en el mar. Los criterios de diseño y distribución de las obras dependen considerablemente del tipo de pez y de si están migrando hacia aguas abajo o aguas



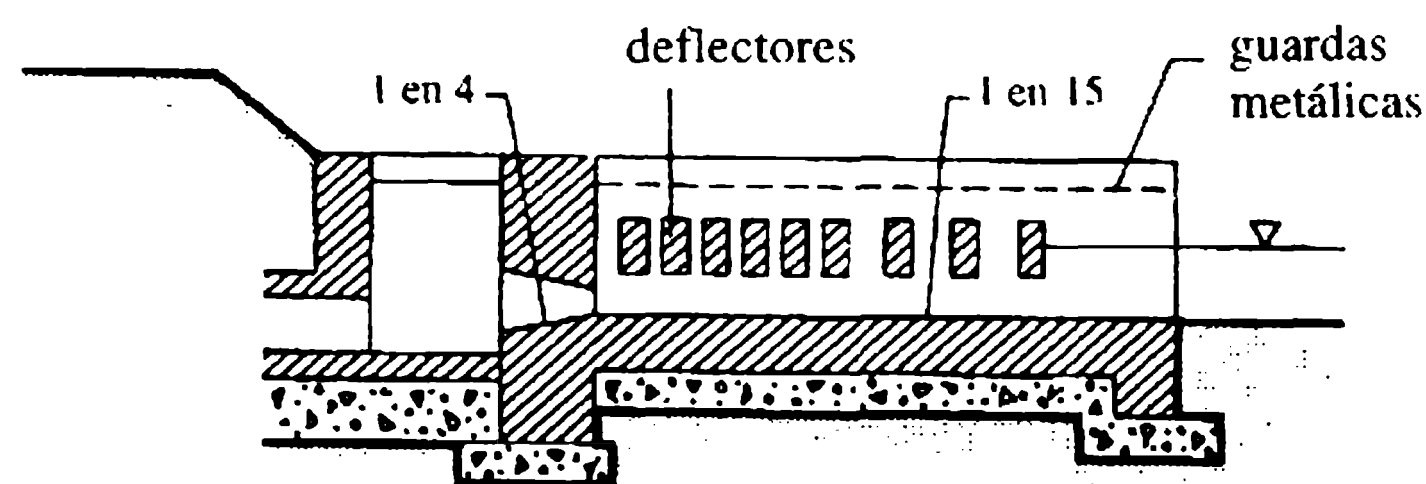
(a) Desagüe de tipo tubería y canaleta abierta



(b) Desagüe de tipo tubería y DSOA



(c) Tubería y módulo de orificio de tipo Jamrao



**Figura 9.28** Distribuciones de semimódulos de tubería.

arriba, y se establecen mejor monitoreando las obras existentes y mediante pruebas en modelos.

Las obras de paso de peces pueden dividirse en dos grupos:

1. obras para peces que migran hacia aguas arriba, consistentes en escaleras de peces, esclusas de peces (ascensores), tranvías y dispositivos para atraparlos y transportarlos;
2. obras especiales para un paso seguro de los alevines migratorios, que consisten en dispositivos para recolectar los peces migratorios en la antecámara (cauce aguas arriba) en redes finas (fijas o móviles) y dirigirlos a sistemas de desviación seguros a través de los cuales pueden trasladarse aguas abajo.

Los pasos de peces (para peces migratorios tanto aguas arriba como aguas abajo) deben diseñarse para que los peces puedan encontrar la entrada al sistema de paso concebido y nadar a través de él sin esfuerzos indebidos ni riesgos inusuales de heridas.

### 9.3.2 ESTRUCTURAS PARA EL PASO DE PECES AGUAS ARRIBA

#### a. Escalera de peces (piscinas y pasos transversales de peces)

Este es un paso artificial de peces, utilizado por lo general hasta alturas de 20 m que consta de (1) una entrada de peces, (2) una escalera de peces y (3) una salida de peces. Algunas veces un suministro de agua auxiliar (adicional) se proporciona para atraer los peces a la entrada.

La escalera de peces propiamente dicha consiste en una serie de traviesas (muros transversales) y piscinas que rodean una obstrucción (un vertedero o una presa) para que los peces migren hacia la cabecera aguas arriba en etapas fáciles. Esto se logra creando una serie de caídas de cerca de 300 mm-450 mm entre piscinas (figura 9.29) sobre un gradiente de alrededor de 1 a 8 hasta de 1 a 15 (para cabezas altas). Piscinas de descanso de mayor tamaño (por lo común el doble de una piscina ordinaria) también se proporcionan cada 5-6 piscinas.

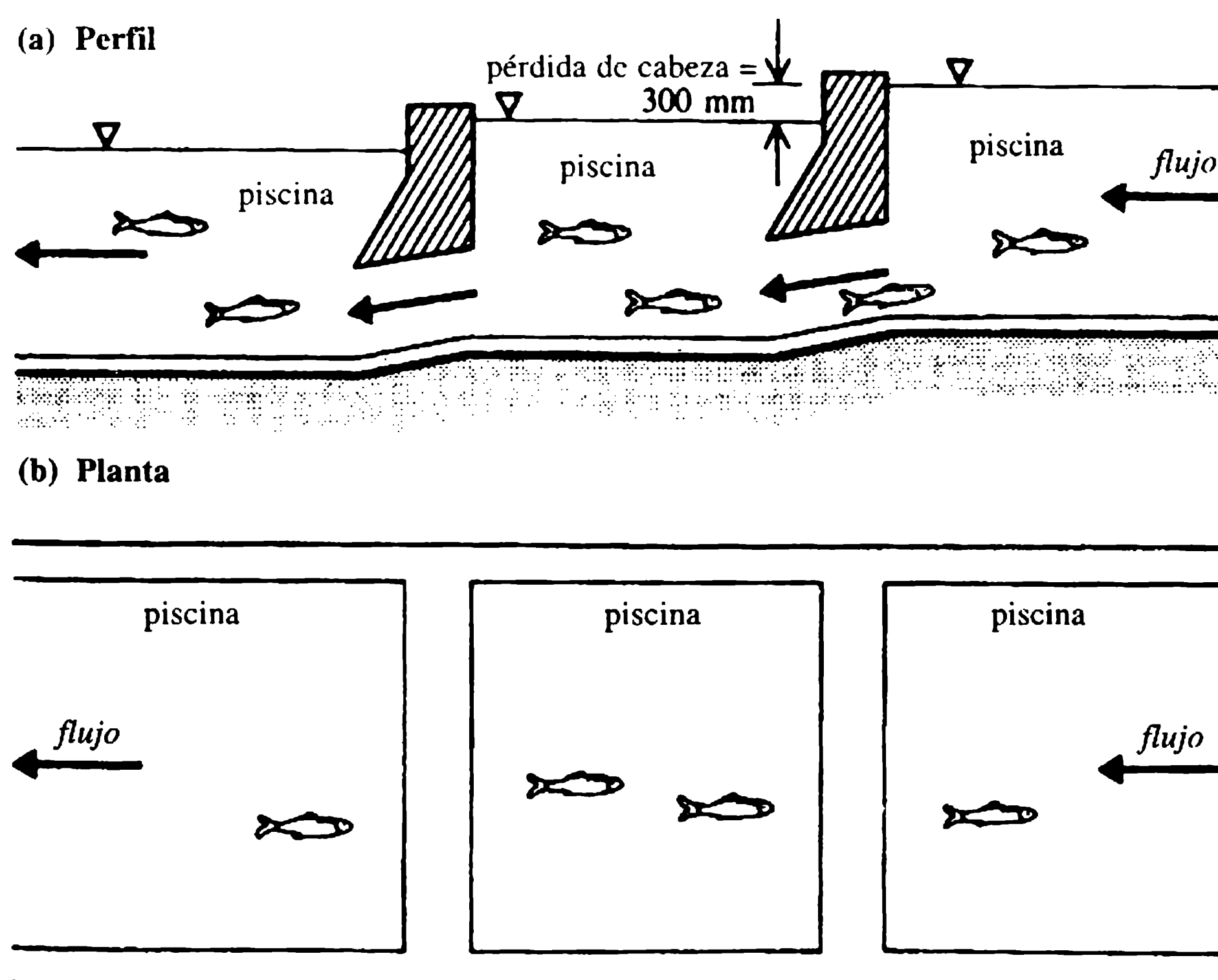


Figura 9.29 Escalera de peces.

La disposición real de las piscinas y las traviesas se escoge de acuerdo con la obstrucción particular; un vertedero o una presa de nivel bajo pueden necesitar pasos de peces de un gradiente bajo (que corresponda al gradiente del terreno que lo rodea) (presa Airthrey en el río Allan) mientras que un paso sumamente plegado puede ser necesario en caso de un vertedero o una presa altos (presa Pitlochry en el río Tummel, Escocia).

El paso de peces se diseña para captar una porción fija del flujo sobre el vertedero principal, lo cual se logra de ordinario poniendo el nivel de la solera de la abertura más alta por debajo de la cresta del vertedero adyacente; los cálculos de caudales y cabezas pueden conseguirse utilizando las fórmulas apropiadas de vertedero u orificio.

La entrada de paso de peces (escalera) puede localizarse aguas abajo paralela al flujo principal, mientras que la salida (en el extremo aguas arriba) debe estar bien adentro del embalse y lejos de la estructura del vertedero de excesos. En general, las piscinas tienen 1-2 m de profundidad, 2-5 m de longitud y 2-10 m de ancho, dependiendo del número de peces migratorios. Las paredes transversales pueden construirse con orificios y aberturas escalonados, con velocidades en las escaleras alrededor de  $0.5 \text{ m s}^{-1}$ .

La velocidad máxima de natación  $U$  ( $\text{m s}^{-1}$ ) de un pez es función de la longitud del pez  $L$  (m) y la temperatura del agua  $T$  ( $^{\circ}\text{C}$ ) y se predice como (Zhou, 1982):

$$U = 0.7L/2t \quad (9.30)$$

donde  $t$  es el tiempo de contracción del músculo (relacionado con la frecuencia de pulsación de la cola) dada por:

$$t = 0.17L^{0.43} + (0.0028 - 0.0425L^{0.43}) \ln T - 0.0077. \quad (9.31)$$

Las ecuaciones (9.30) y (9.31) se recomiendan para intervalos de  $L = 0.05 \text{ m}$ - $0.80 \text{ m}$  y  $T = 2^{\circ}\text{C}$ - $18^{\circ}\text{C}$ . Los peces pueden ser capaces de nadar a esta velocidad durante un intervalo de tiempo específico (tiempo de resistencia,  $t_m$ ) que también es función de la longitud del pez y la temperatura del agua y está dado por:

$$t_m = E/(|P_c - P_r|) \quad (9.32)$$

donde  $E$  (almacenamiento de energía)  $\approx 19\,400L^3$ ,  $P_c$  (potencia química)  $\approx 0.97e^{-0.0052T}U^{2.8}L^{-1.15}$  y  $P_r$  (suministro de potencia)  $\approx 48L^3$ . Este planteamiento sugiere que la velocidad de natación y los tiempos de resistencia propuestos por las ecuaciones (9.30) y (9.32) no deben excederse en el diseño de paso de peces. Algunos otros ejemplos de pasos de escaleras de peces en uso son las entradas de peces de tipo vertedero en los rápidos de Priest y las entradas de peces ranuradas en la presa Wanapum (río Columbia) en Estados Unidos.

Las estructuras de control de flujo, como canales de alivio de crecientes, deben diseñarse para que los peces no se embarranquen; la abertura mínima de una compuerta debe ser alrededor de  $0.3 \text{ m} \times 0.3 \text{ m}$  y la velocidad del agua no superior a  $3 \text{ m s}^{-1}$  (una diferencia de cabezas de cerca de  $450 \text{ mm}$  y un caudal de  $0.27 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ ).

### **b. Paso de peces de Denil**

El paso de peces de Denil [Denil 1936; *ver* Beach (1984)] consiste en unos deflectores espacialmente muy cerca (para disipación de energía) y colocados formando un ángulo con el eje del canal a fin de establecer canales secundarios para el paso de peces. Un paso de peces de Denil con un ancho del canal ( $b$ ) (de por ejemplo 0.9 m) puede constar de deflectores planos simples con aberturas rectangulares sobre una abertura en forma de V (similar a un vertedero compuesto) situados en un espaciamiento aproximado de  $2/3b$  (0.6 m), inclinados aguas arriba con un ángulo de  $45^\circ$  respecto al lecho del canal, cuya pendiente no debe exceder de 1:4; el ancho de la abertura es aproximadamente  $0.58b$ , mientras que la altura del umbral con una abertura en forma de V por encima del lecho del canal es alrededor de  $0.24b$  con su nivel superior (a partir del lecho) aproximado a  $0.47b$ . Piscinas de descanso grandes (3 m de longitud  $\times$  2 m de ancho  $\times$  1.2 m de profundidad) se construyen a intervalos verticales de 2 m. Un ejemplo de un complejo paso de peces de Denil es el de Ennistyman sobre el río Inagh en la República de Irlanda.

### **c. Ascensor de peces (tipo Borland)**

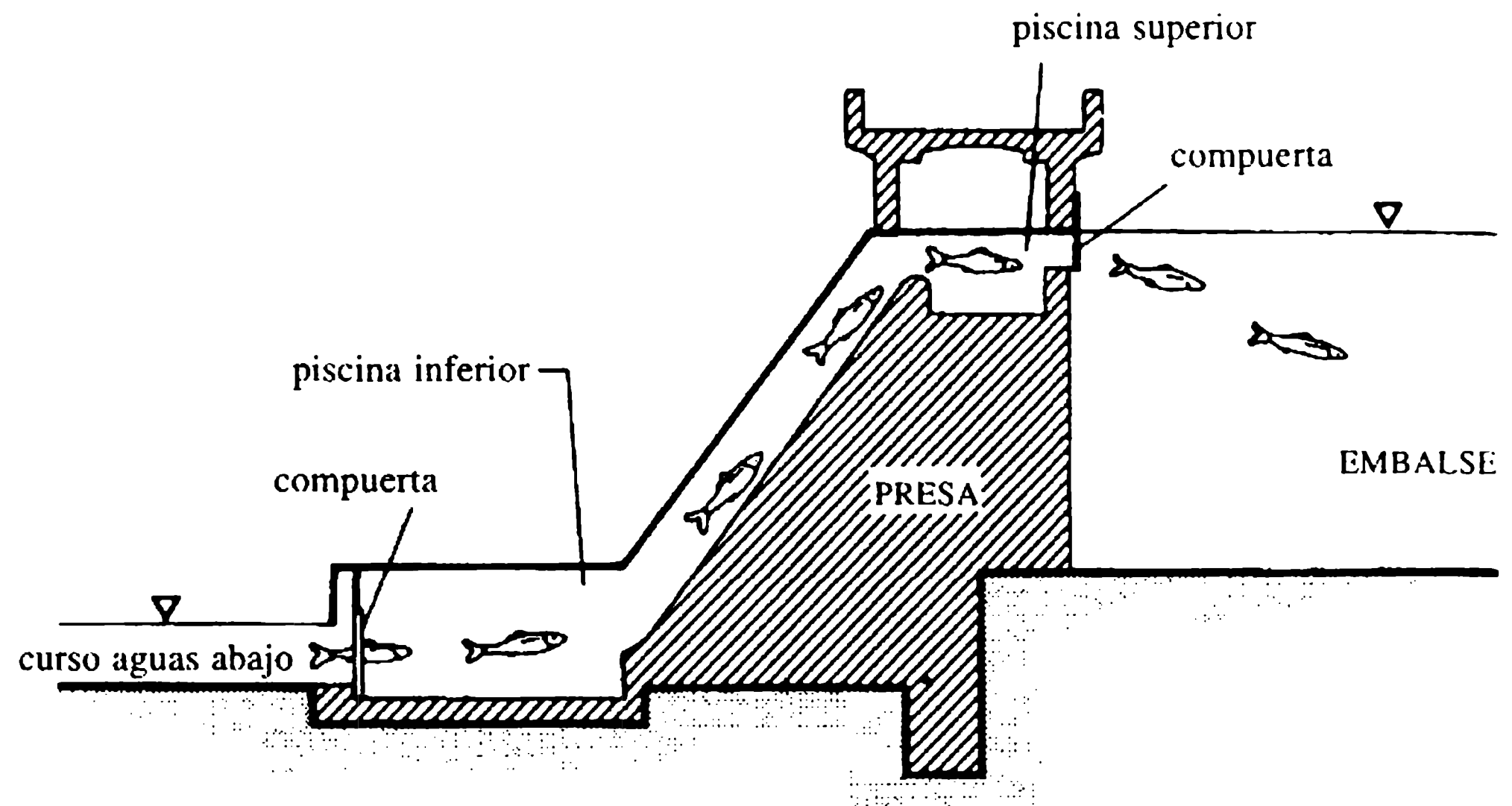
Los ascensores de peces se destinan en primer lugar a estructuras con embalses altos. La distribución de un ascensor de peces Borland se muestra en la figura 9.30. Su operación es muy similar a la de las esclusas de navegación; sin embargo, en las esclusas para peces se mantiene el flujo a través de la estructura (tuberías de desviación) para inducir a los peces a entrar y salir de la cámara. Los peces son atraídos hacia la piscina inferior (cámara) por el flujo aguas abajo a través de la piscina. Entonces se cierra el extremo aguas abajo de la cámara y los peces son inducidos a nadar hacia el embalse por el flujo a través de la salida del ascensor. La operación de una esclusa para peces es cíclica, con tiempos variables de acuerdo con la instalación específica y sus procedimientos de operación. Ejemplos de pasos de ascensor Borland (Aitken, Dickinson y Menzies, 1966) se hallan en Escocia e Irlanda.

### **d. Trampa de peces y transporte**

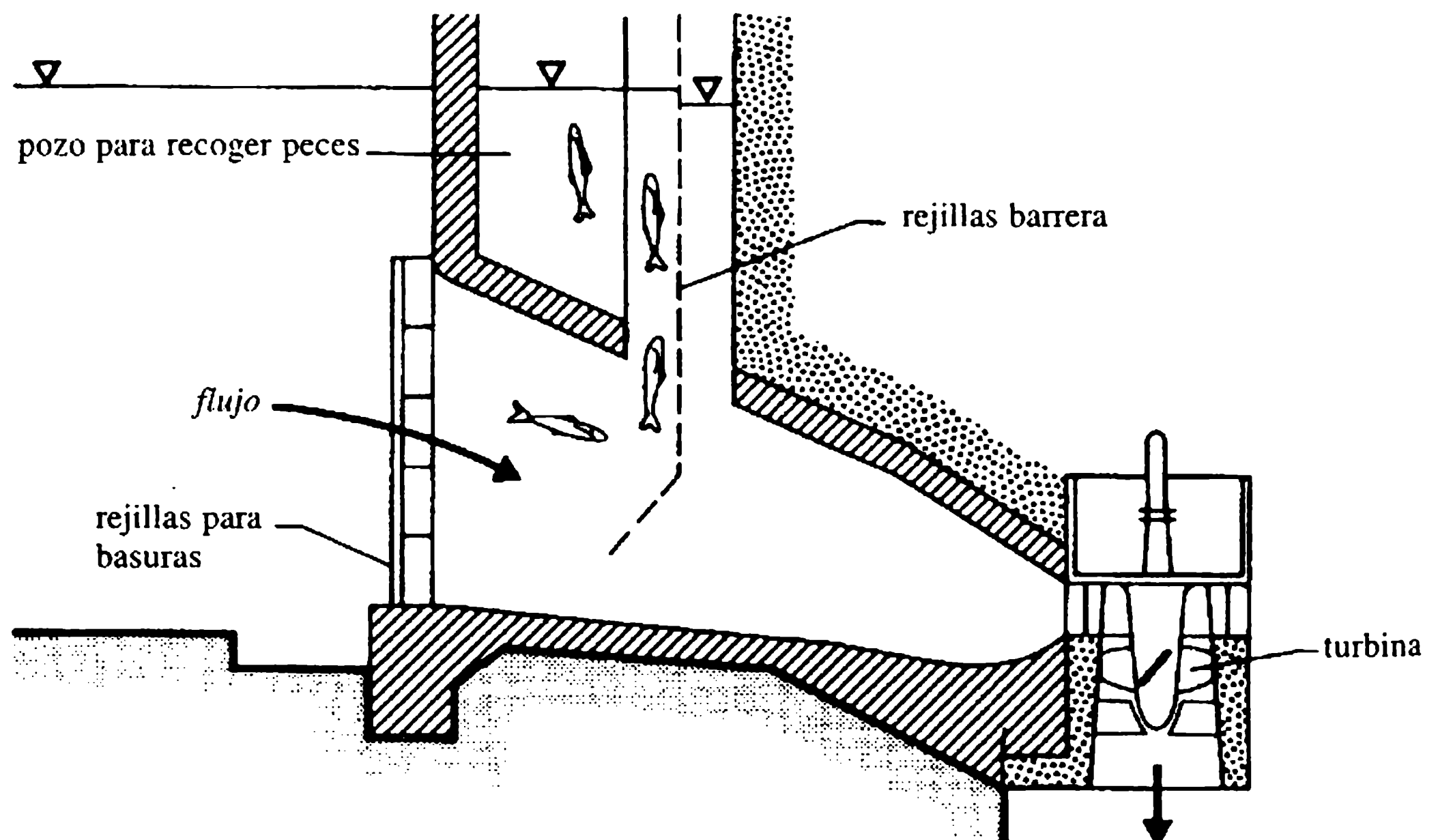
En estructuras de cabeza alta, las escaleras de peces no son económicas ni prácticas. En su lugar, se utilizan tranvías o cables transportadores. La instalación consta de tolvas dentro de las que pueden nadar los peces que luego son transportados al embalse mediante un tranvía o un cable transportador. Los peces también pueden descargarse en un carrotanque (lleno de agua aireada y refrigerada) que los transporta ya sea al embalse o a un criadero de peces.

### **e. Presas barreras de peces**

Son vertederos de cabeza baja (con un campo eléctrico si es necesario) que paran la migración de los peces aguas arriba y los inducen a nadar dentro de una escalera de peces o tolva situada aguas abajo de la barrera (con una entrada apropiada para atraer los peces) desde donde son transportados por carrotanques.



**Figura 9.30** Ascensor de peces de tipo Borland.



**Figura 9.31** Rejilla de peces en una bocatoma de una hidroeléctrica.

### 9.3.3 ESTRUCTURAS DE PASO DE PECES AGUAS ABAJO

La migración de peces hacia el océano normalmente se protege de vertederos y bocatomas de turbinas mediante rejillas (Aitken, Dickinson y Menzies, 1966) que los desvían o los deflectan (figura 9.31) a dispositivos de desviación más seguros. La velocidad de aproximación a las rejillas se mantiene alrededor de  $0.5 \text{ m s}^{-1}$ ,

mientras que para las rejillas desviadoras es de alrededor de  $1 \text{ m s}^{-1}$  a fin de mantener los niveles de turbulencia requeridos. Las rejillas de peces son de tipo mecánico o eléctrico.

Las rejillas mecánicas incluyen las de tipo rotatorio (tambor) o las rejillas móviles con chorros de agua o las rejillas estacionarias (duplicando su número para el mantenimiento) con rejillas guías. Una de las tendencias recientes (Odgaard, Cherian y Elder, 1987) en el diseño de rejillas en la bocatoma de turbinas es colgar una rejilla en el paso de agua de la bocatoma para dirigir los peces hacia y dentro del pozo de la compuerta (figura 9.31); así se recolectan y liberan aguas abajo de la presa.

Las rejillas eléctricas constan de electrodos vivos, colgados verticalmente a lo largo de un conductor de tierra que genera pulsos eléctricos a través del flujo; se forma entonces una barrera (rejilla eléctrica) que para y desvía los peces hacia pasos más seguros para su migración progresiva (aguas abajo).

## Referencias

- 
- Aitken, P.L., Dickinson, L.H. and Menzies, W.J.M. (1966) Fish passes and screens at waterpower works. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **35**, 29-57.
- Avery, P. (1989) *Sediment Control at Intakes – a Design Guide*, British Hydromechanics Research Association, Cranfield.
- Avery, S. and Novak, P. (1978) Oxygen transfer at hydraulic structures. *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers*, **104** (HY 11), 1521-40.
- Beach, M.H. (1984) *Fish Pass Design – Criteria for the Design and Approval of Fish Passes and Other Structures to Facilitate the Passage of Migratory Fish in Rivers*, Fisheries Research Technical Report 78, Ministry of Agriculture, Fisheries and Food, London.
- Bos, M.G. (ed.) (1976) *Discharge Measurement Structures*, Laboratorium voor Hydraulica en Afvoerhydrologie, Wageningen.
- Bouvard, M. (1984) *Barrages Mobiles et Ouvrages de Dérivation*, Eyrolles, Paris.
- Breusers, H.N.C. and Raudkivi, A.J. (1991) *Scouring*, IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Vol. 2, Balkema, Rotterdam.
- BSI (1969) *Measurement of Liquid Flow in Open Channels: Weirs and Flumes*, BS 3680, Part 4, British Standards Institution, London.
- Davis, C.V. and Sorensen, K.E. (eds) (1969) *Handbook of Applied Hydraulics*, McGraw-Hill, New York.
- Featherstone, R.E. and Nalluri, C. (1995) *Civil Engineering Hydraulics*, 3rd edn, Blackwell Scientific, Oxford.
- Henderson, F.M. (1966) *Open Channel Flow*, Collier Macmillan, London.
- ICE (1956) *Inland Fisheries and the Engineer*, Institution of Civil Engineers, London.
- Khosla, A.N., Bose, N.K. and Taylor, E.M. (1954) *Design of Weirs on Permeable Foundation*, Publication No. 12, Central Board of Irrigation and Power, New Delhi.
- Kraatz, D.B. and Mahajan, I.K. (1975) *Small Hydraulic Structures – Irrigation and Drainage*, FAO, Rome, Papers 26/1 and 26/2.
- Linsley, R.K. and Franzini, J.B. (1979) *Water Resources Engineering*, 3rd edn, McGraw-Hill, New York.



- Mazumdar, S.K. (1983) *Irrigation Engineering*, Tata McGraw-Hill, New Delhi.
- Mosonyi, E. (1957) *Water Power Developments*, Vol. 1, Hungarian Academy of Sciences, Budapest.
- Novak, P. (1994) Improvement of water quality in rivers by aeration at hydraulic structures, in *Water Quality and its Control* (ed. M. Hino), IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Vol. 5, Balkema, Rotterdam.
- Novak, P. and Čábelka, J. (1981) *Models in Hydraulic Engineering*, Pitman, London.
- Novak, P., Gabriel, P. and Doleček, J. (1994) Effects of the operation of hydraulic structures on river water quality, in *Proceedings of the Conference on New Requirements for Structures and their Reliability*, Czech Technical University Prague, pp. 221-6.
- Odgaard, A.T., Cherian, M.P. and Elder, R.A. (1987) Fish diversion in hydropower intake. *Journal of Hydraulic Engineering, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **113** (4), 505-19.
- Ranga Raju, K.G. (1993) *Flow Through Open Channels*, 3rd edn, Tata McGraw-Hill, New Delhi.
- Singh, B. (1975) *Fundamentals of Irrigation Engineering*, 5th edn, Nemchand, Roorkee.
- Smith, K.V.H. (1983) Developments in the design of irrigation systems, in *Developments in Hydraulic Engineering* (ed. P. Novak), Elsevier Applied Science, London.
- US Army Waterways Experimental Station (1959) *Hydraulic Design Criteria*, US Department of the Army, Washington, DC.
- Water and Water Engineering (1956) New automatic flow regulator. *Water and Water Engineering*, **60**, 250-7.
- Zhou, Y. (1982) *The Swimming Behaviour of Fish in Towed Gears: a Re-examination of the Principles*, Scottish Fisheries Working Paper 4, Department of Agriculture and Fisheries, Scotland.

# Drenaje transversal y estructuras de caída

# 10

## 10.1 Acueductos y entradas y salidas a canales

### 10.1.1 INTRODUCCIÓN

El trazado de un canal invariablemente se encuentra con corrientes naturales (drenajes) y otras obras tales como carreteras y ferrocarriles, y algunas veces tiene que cruzar valles. Las obras de drenaje transversal son las estructuras que hacen posibles tales cruces. Por lo general son muy costosas y deben evitarse si es posible cambiando el trazado del canal y/o desviando los drenajes.

### 10.1.2 ACUEDUCTOS

Un acueducto es una estructura de drenaje transversal construida en donde el nivel de la creciente del drenaje es menor que la solera del canal. Pequeños drenes pueden colocarse debajo del canal y las bancas consistentes en tubos de concreto o mampostería (alcantarillas), mientras que en el caso de cruces de corrientes puede ser más económico conducir el canal sobre la corriente [utilizando un conducto de concreto, figura 10.1(a)].

Cuando el canal y el dren se encuentran más o menos al mismo nivel, el segundo puede pasar a través de un acueducto de sifón invertido [figura 10.1 (d)] debajo del canal; el flujo en este acueducto siempre es a presión. Si el caudal del drenaje está fuertemente cargado de sedimentos, se debe suministrar un eyector de sedimentos en el extremo aguas arriba del acueducto de sifón invertido; una rejilla para las basuras es también esencial cuando la corriente transporta desechos flotantes que de otro modo podrían obstruir la entrada al acueducto.

### 10.1.3 SOBREPASO

En este tipo de obra de drenaje transversal, el dren natural corre por encima del canal, cuyo flujo debajo del dren siempre es a superficie libre. El sobrepaso se deno-

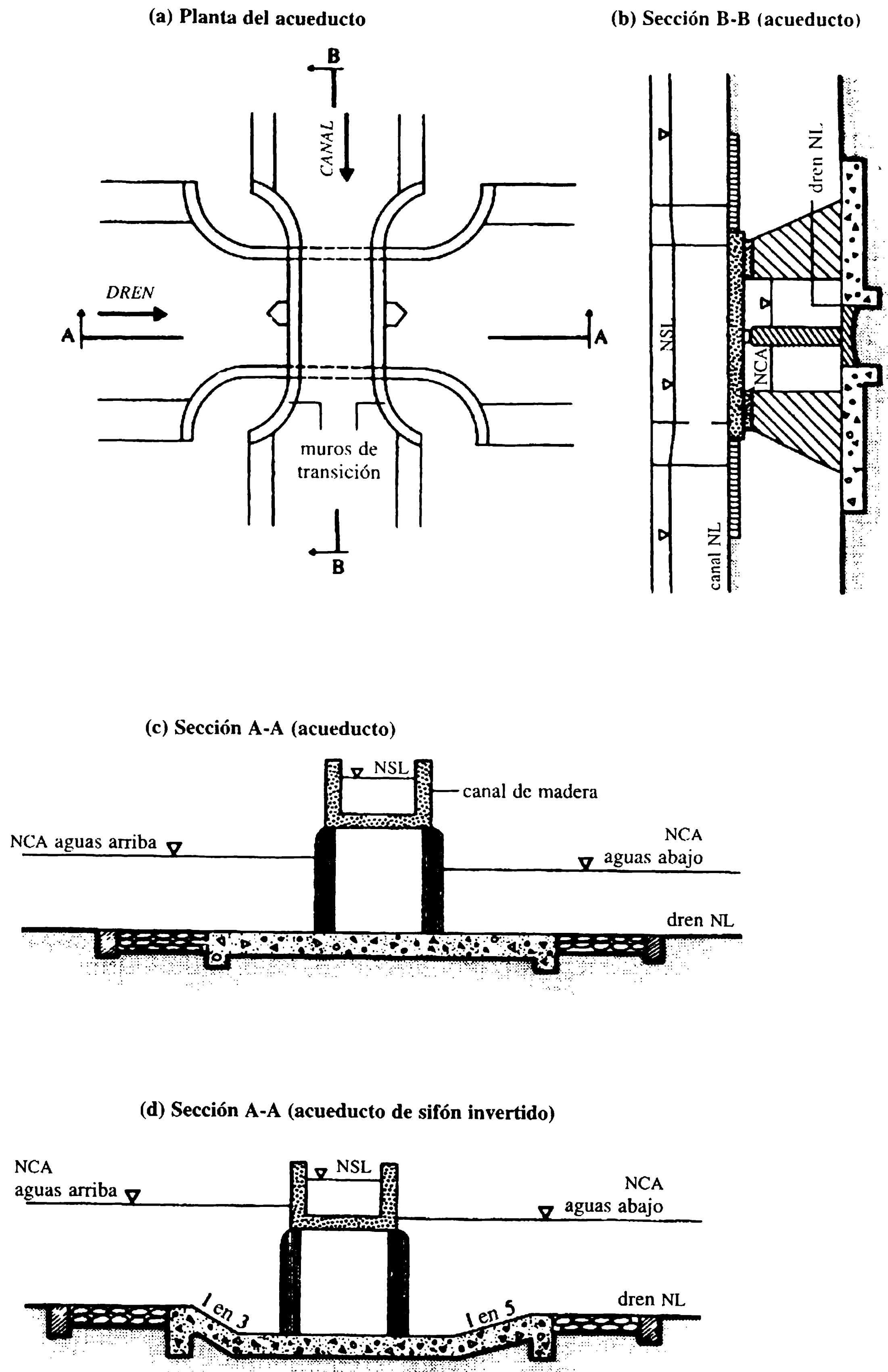


Figura 10.1 Esquema de un acueducto.

mina canal sifón o simplemente sifón invertido si la solera del canal se descende para acomodar el flujo, que siempre estará a presión. Los esquemas del sobrepaso y el canal sifón son similares a los mostrados en las figuras 10.1(a) y 10.1(b), intercambiando el canal y el drenaje.

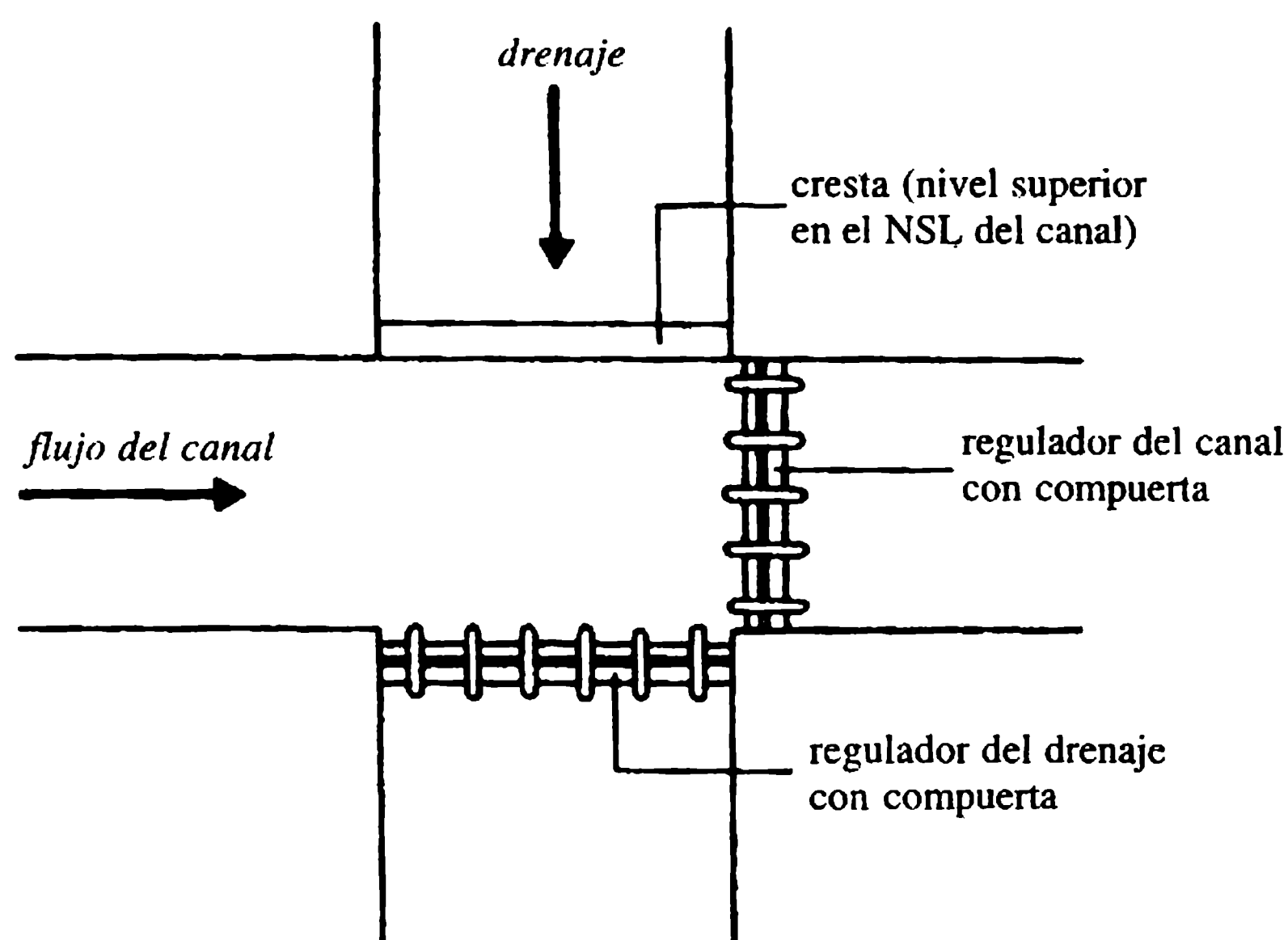
#### 10.1.4 PASO A NIVEL

Las obras de paso a nivel se construyen cuando tanto el dren como el canal transitan más o menos al mismo nivel. Se emplean con más frecuencia si cualquiera de los flujos se produce durante un periodo corto de tiempo (por ejemplo crecientes rápidas en el dren); además, debe ser aceptable que se mezclen los dos cuerpos de agua (consideraciones de calidad).

El esquema de la planta de un paso a nivel con dos clases de reguladores, uno en el dren y el otro en el canal, se muestra en la figura 10.2. Normalmente, los reguladores del canal gradúan el flujo manteniendo el regulador del dren cerrado. Cuando se presentan las crecientes rápidas, se cierran las compuertas del canal y se abren las del dren para permitir el paso de la crecida.

#### 10.1.5 ENTRADAS Y SALIDAS AL CANAL

Cuando el caudal en el dren es pequeño, puede absorberse al canal mediante entradas. El flujo en el canal puede balancearse, si es necesario (en el caso de cana-



**Figura 10.2** Paso a nivel.

les pequeños), proporcionando salidas apropiadas (o escapes). Las estructuras de entrada y salida deben estar provistas de disipadores de energía cuando sea necesario.

El siguiente ejemplo ilustra los diversos aspectos del diseño hidráulico de una estructura de paso.

*Ejemplo 10.1*

Diseñar un acueducto de sifón con la siguiente información:

|   | <i>Canal</i> | <i>Corriente</i> |
|---|--------------|------------------|
| Caudal ( $\text{m}^3 \text{ s}^{-1}$ )                | 30           | 500              |
| Nivel de la solera (m )                               | 200.00       | 198.00           |
| Nivel de superficie libre (NSL) del canal (m)         | 202.00       |                  |
| Ancho de la solera (m)                                | 25.00        |                  |
| Pendientes laterales del canal                        | 1.5:1 V      |                  |
| Nivel de la creciente máxima en la corriente PED (m ) |              | 200.50           |

El nivel general del terreno está a 200 m PED.

**Solución**

*Cauce del dren*

Perímetro  $P = 4.75Q^{1/2}$  [ancho del régimen, ecuación (9.12)]  $\approx 106$  m si se seleccionan 12 pilas de 1.25 m de espesor, se tienen 13 luces de 7 m cada una. Por tanto, el cauce seleccionado tiene  $= 13 \times 7 + 12 \times 1.25 = 106$  m (satisfactorio). Se supone una velocidad máxima a través de los tubos de sifón de  $2 \text{ m s}^{-1}$ , una altura del tubo  $= 500/13 \times 7 \times 2 = 2.747$  m. Seleccionar tubos rectangulares, de 7 m de ancho y 2.75 m de alto (como se muestra en la figura 10.5).

*Cauce del canal*

Puesto que el dren es muy ancho (106 m en el cruce) es más económico conducir el canal a través de él (concreto,  $n = 0.014$ ). Adoptar una relación de conducción máxima de 0.5. Por consiguiente el ancho de la conducción (en la garganta)  $= 0.5 \times 25 = 12.5$  m si se escoge un emboquillamiento de 2:1 en la contracción y uno de 3:1 en la expansión (Hinds, 1928),

la longitud de la transición en la contracción  $= 12.5$  m,

la longitud de la transición en la expansión  $= 18.75$  m.

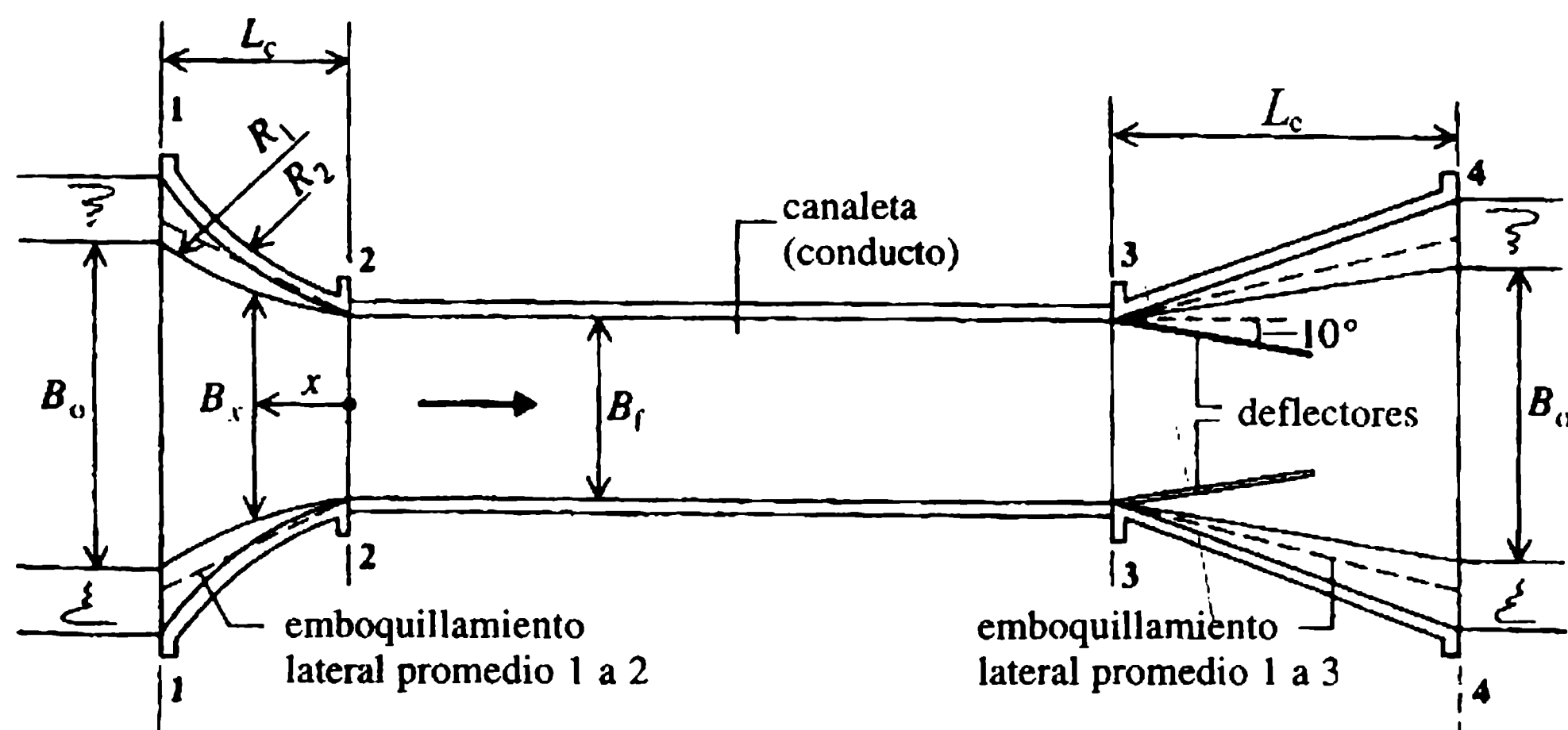
La longitud del conducto de estribo a estribo  $= 106$  m.

### Diseño de la sección canalizada con transiciones

En referencia a la figura 10.3, se pueden obtener los siguientes resultados para mantener una profundidad de flujo constante de 2.0 m (dado). Los cálculos se logran a partir de la sección 44 y se procede hacia la sección 11 como se tabula a continuación:

|   | Sección |             |            |               |
|---|---------|-------------|------------|---------------|
|   | 44      | 33          | 22         | 11            |
| Ancho                                   | 25.00   | 12.50       | 12.50      | 25.00         |
| Área de flujo (m <sup>2</sup> )         | 56.00   | 25.00       | 25.00      | 56.00         |
| Velocidad (m s <sup>-1</sup> )          | 0.536   | 1.20        | 1.20       | 0.536         |
| Pérdidas (m)                            |         | (expansión) | (fricción) | (contracción) |
|   |         | 0.017       | 0.017      | 0.012         |
| Nivel de la superficie del agua (m PED) | 202.000 | 201.959     | 201.976    | 202.406       |
| Cabeza de velocidad (m)                 | 0.015   | 0.073       | 0.073      | 0.015         |
| Línea de energía (m PED)                | 202.015 | 202.032     | 202.049    | 202.061       |
| Profundidad del flujo (m)               | 2.00    | 2.00        | 2.00       | 2.00          |
| Nivel del lecho (m PED)                 | 200.00  | 199.959     | 199.976    | 200.046       |

Nótese que las pérdidas por contracción  $= 0.2(V_2^2 - V_1^2)/2g$ ; las pérdidas por expansión  $= 0.3(V_3^2 - V_4^2)/2g$ ; las pérdidas por fricción en la conducción  $= V_f^2 n^2 L_f / R_f^{4/3}$  el subíndice f indica la conducción, y o el canal original  $V_f = V_3 = V_2$ ;  $V_0 = V_4 = V_1$ ).



( $L_c$  y  $L_e$ : longitudes de la transición de la contracción y la expansión. Longitud del deflector  $= 1/2 L_e$ ; una cuña en forma triangular con su altura igual a nivel de la superficie libre aguas arriba)

**Figura 10.3** Transición con una entrada cilíndrica y una salida lineal.  $L_c$  y  $L_e$  son las longitudes de contracción y expansión.



*Diseño de transiciones*

Se puede diseñar una transición con una profundidad constante de flujo de tal manera que la tasa de cambio de velocidad por metro de longitud de la transición sea constante. Este enfoque produce un ancho del lecho de la transición a una distancia  $x$  de la sección de la canaleta como:

$$B_x = B_o B_f L / [L B_o - (B_o - B_f)x]$$

que, modificado a partir de estudios experimentales (UPIRI, 1940), produce:

$$x = L B_o^{3/2} [1 - (B_f/B_o)^{3/2}] / (B_o^{3/2} - B_f^{3/2})$$

donde  $L$  es la longitud de la transición.

La siguiente tabla muestra las geometrías calculadas de la transición seleccionada:

|           |      |      |       |       |       |       |               |
|-----------|------|------|-------|-------|-------|-------|---------------|
| $B_x$ (m) | 12.5 | 15.0 | 17.5  | 20.0  | 22.5  | 25.0  |               |
| $x$ (m)   | 0    | 4.64 | 7.69  | 9.73  | 11.31 | 12.5  | (contracción) |
| $x$ (m)   | 0    | 6.96 | 11.53 | 14.59 | 16.96 | 18.75 | (expansión)   |

A las transiciones se les da forma aerodinámica y se tuercen para evitar cambios bruscos en el ancho.

Se ha encontrado que las transiciones de entrada cilíndrica con emboquillamiento promedio de 2:1 y de salida lineal con emboquillamiento de 3:1 con deflectores de flujo (figura 10.3; Ranga Raju, 1993) se comportan mejor que las expansiones curvas largas.

Dado que el flujo se acelera en la transición en contracción y las pérdidas de energía son mínimas, cualquier contracción gradual con frontera continua y suave debe ser satisfactoria, por ejemplo un cuadrante elíptico es una alternativa de transición a una entrada de cuadrante cilíndrico. El perfil de la solera de una transición de cuadrante elíptico tiene la ecuación:

$$\left[ \frac{x}{2(B_o - B_f)} \right]^2 + \left[ \frac{y}{0.5(B_o - B_f)} \right]^2 = 1$$

y la longitud de transición está dada por:

$$L_c = 2(B_o - B_f).$$

y se calcula en cualquier punto ( $x$ ) del extremo de la canaleta de la transición y el ancho  $B_x$  se calcula por:

$$B_x = B_o - 2y.$$

El talud lateral ( $m$ ) de la transición ( $m = 0$  para la sección de la canaleta y  $m \geq 2$  para el talud lateral del canal) y la elevación del lecho pueden variarse de manera lineal a lo largo de la transición.

En la expansión se producen pérdidas de energía considerables y se debe tener cuidado en el diseño de una transición hidráulicamente satisfactoria.

Basados en investigaciones teóricas y experimentales, Vittal y Chiranjeevi (1983) propusieron las siguientes ecuaciones para el diseño del ancho de la solera y los taludes laterales de una transición en expansión. Los anchos de la solera  $B_x$  están dados por:

$$\frac{B_x - B_f}{B_0 - B_f} = \frac{x}{L} \left[ 1 - \left( \frac{1-x}{L} \right)^n \right]$$

donde:

$$n = 0.80 - 0.26m_0^{1/2}$$

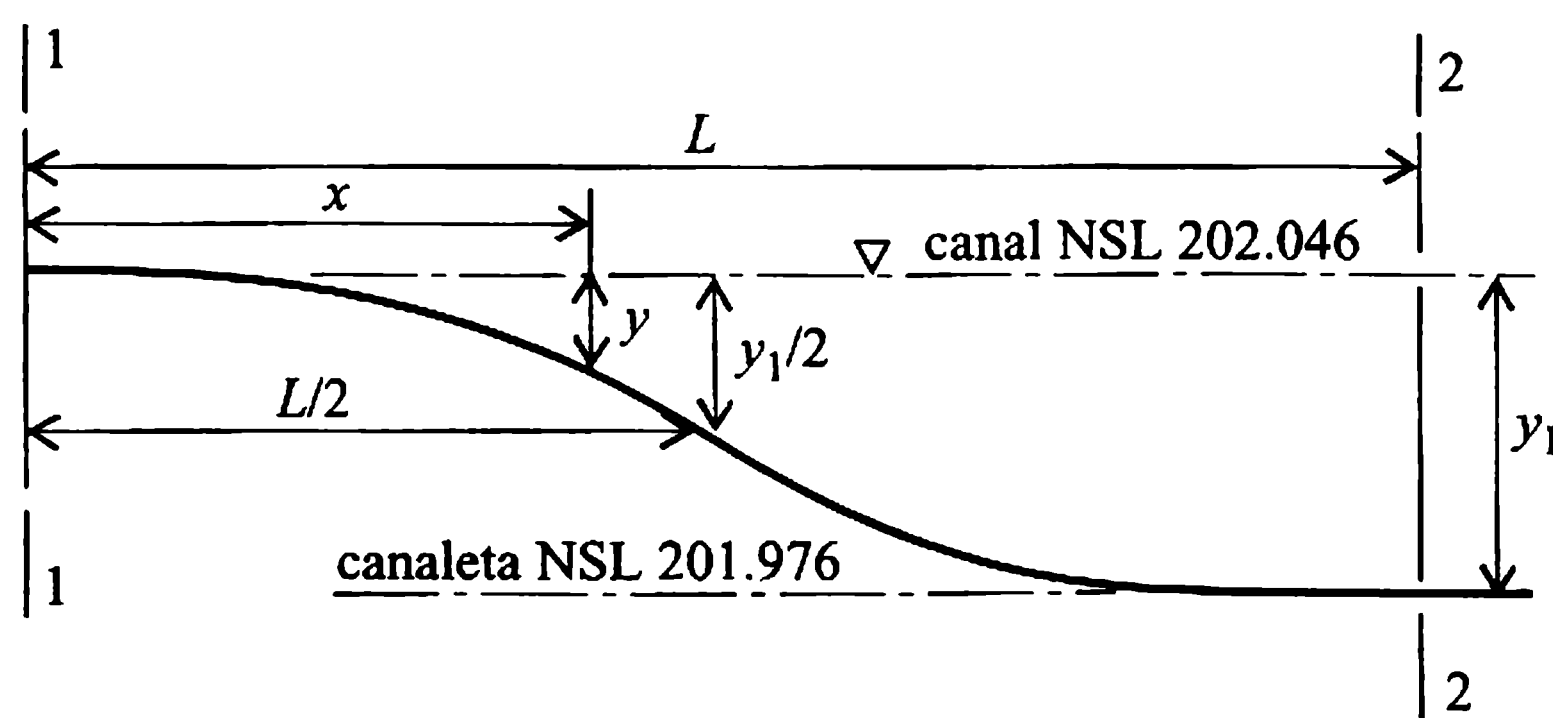
y la longitud de la transición  $L = 2.35(B_0 - B_f) + 1.65m_0y_0$ , donde  $y_0$  es la profundidad del flujo en el canal y  $m_0$  es su talud lateral. Los taludes laterales ( $m$ ) a lo largo de la transición están dados por:

$$\frac{m}{m_0} = 1 - \left( 1 - \frac{x}{L} \right)^{1/2}$$

Si se utiliza la condición constante de energía específica en la transición entre el canal y la canaleta se pueden obtener la profundidad de la canaleta,  $y_f$ , y las profundidades ( $y_x$ ) a lo largo de la transición. El balance de energía entre secciones adyacentes dentro de la transición tomando las pérdidas de expansión como  $0.3(V_i^2 - V_{i+1}^2)/2g$  dan las elevaciones del lecho que deben proporcionarse en secciones sucesivas para que la energía específica permanezca constante a través de la transición. El ejemplo 10.2 muestra cálculos de diseño detallados para una transición en expansión con base en el método de Vittal y Chiranjeevi.

### *Superficie del agua en la transición*

Se puede suponer que la superficie del agua en la transición está formada por dos curvas parabólicas suaves (convexa y cóncava) que se unen tangencialmente. Con referencia a la figura 10.4, las siguientes son las ecuaciones de tales perfiles en las transiciones:



**Figura 10.4** Perfil de la superficie del agua en transición (entrada).

transición en la entrada,  $y = 8.96 \times 10^{-4} x^2$ ;

transición en la salida,  $y = 2.33 \times 10^{-4} x^2$ .

Se proporciona una carretera de 6 m de ancho a lo largo del canal, dividiendo así la canaleta en dos compartimientos con una partición de 0.3 m de espesor. La conducción entera (sección de la canaleta) puede diseñarse como una estructura monolítica de concreto. Proporcionar paredes laterales y una losa de fondo de alrededor de 0.4 m (debe fijarse con métodos de diseños estructurales usuales).

### *Tubos del sifón*

Se suministran trece tubos, cada uno de 7 m de ancho y 2.75 m de alto; se supone que la rugosidad efectiva,  $k = 0.6$  mm (concreto). La longitud del tubo,  $L = 12.50 + 0.30 + 2 \times 0.40 = 13.60$  m. La pérdida de cabeza a través del tubo,  $h_f = (1.5 + \lambda L/4R) V^2/2g$ . La velocidad a través del tubo,  $V = 50/13 \times 7 \times 2.75 = 1.998$  m s<sup>-1</sup>. El radio hidráulico,  $R = 7 \times 2.75/\{2(7+2.75)\} = 0.987$  m. Por tanto, el número de Reynolds  $= 4VR/\nu = 8 \times 10^6$  y  $k/4R = 1.5 \times 10^{-4}$ . De acuerdo con el diagrama de Moody, el factor de fricción  $\lambda = 0.015$ , lo que da  $h_f = 0.316$  m. Por consiguiente, el NSL aguas arriba  $= 200.500 + 0.316 = 200.816$  m PED.

El empuje en el techo del tubo es el siguientes: El NR de la solera de la conducción  $= 200.00 - 0.40 = 199.60$  m PED. Las pérdidas de entrada en el tubo  $= 0.5V^2/2g = 0.102$  m. En consecuencia, la cabeza de presión dentro del tubo justo aguas abajo de la entrada  $= 200.816 - 0.102 - 199.600 = 1.114$  m  $\approx 11$  k N m<sup>-2</sup>.

La situación más crítica surge cuando el canal está vacío y los tubos del sifón están llenos. El peso de la losa del techo  $= 0.4 \times 2.4 \times 9.81 = 9.42$  k N m<sup>-2</sup> (suponiendo una densidad relativa del concreto de 2.4). De aquí que la losa del techo necesite un refuerzo adicional en su parte superior para resistir las fuerzas de presión desbalanceadas (empuje).

Es necesario comparar el peso total de la conducción (cuando está vacía) con la fuerza total hacia arriba y si es necesario, se deben construir anclajes apropiados a las pilas. De igual forma, debe analizarse el peso de la losa del piso de la conducción cuando conduce agua al NSL y el nivel del drenaje es bajo, es decir los tubos corren en parte llenos.

El empuje en el piso del tubo (suponiendo que el espesor del piso del tubo sea inicialmente 1 m) es:

$$\text{NR del fondo del tubo} = 199.60 - 2.75 - 1.00 = 195.85 \text{ m.}$$

$$\text{NR del lecho del drenaje} = 198 \text{ m PED}$$

Por tanto, el empuje estático en el piso  $= 198.00 - 195.85 = 2.15$  m (la condición más desfavorable con el nivel freático en el nivel de la solera del dren). La cabeza de infiltración (máxima cuando el canal está en el NSL y el drenaje está vacío)  $= 202.00 - 198.00 = 4.00$  m.

A pesar del patrón tridimensional del flujo de infiltración, la longitud de deslizamiento de Bligh puede aproximarse de la siguiente manera. El flujo de deslizamien-

to comienza desde el principio de la transición aguas arriba (aguas abajo de éste el piso es impermeable) y entra al piso del primer tubo; a partir de su centro el flujo sigue aguas abajo del dren y emerge en el extremo del piso de concreto impermeable del tubo. Así, la longitud total de deslizamiento puede aproximarse como:

$$\text{longitud de transición de la entrada} + \frac{1}{2} \text{ de la luz del tubo} + \frac{1}{2} \text{ de la longitud del piso impermeable del tubo}$$

Supóngase que la longitud total del piso impermeable del tubo es de 25 m, conformados así:

|   |           |
|---|-----------|
| longitud del tubo                                     | = 13.60 m |
| proyecciones de las pilas, $2 \times 0.8$             | = 1.60 m  |
| rampas aguas abajo (1:5), $1.15 \times 5$             | = 5.75 m  |
| rastrillos aguas arriba y aguas abajo, $2 \times 0.3$ | = 0.60 m  |
| longitud total del piso                               | = 21.55 m |

Por ende, se suministra una longitud del piso aguas arriba (1:3)  $= 25.00 - 21.55 = 3.45$  m. La longitud total de deslizamiento  $= 12.5 + 7/2 + 25/2 = 28.5$  m. La longitud de deslizamiento hasta el centro del tubo  $= 12.5 + 7/2 = 16.0$  m. Por consiguiente, la cabeza de infiltración en el centro del tubo  $= 4(1 - 16.0/28.5) = 1.75$  m. El empuje total es entonces  $2.15 + 1.75 = 3.90$  m  $\approx 38$  kN m<sup>-2</sup>, y el peso del piso  $= 1.00 \times 2.4 \times 9.81 = 23.54$  kN m<sup>-2</sup>. De aquí que tenga que diseñarse un refuerzo adicional para resistir las fuerzas de empuje desbalanceadas.

### *Obras de protección aguas arriba y aguas abajo*

La profundidad de socavación,  $R_s$  [profundidad de socavación del régimen, ecuación (9.13)]  $= 0.47 (500/1)^{1/3} = 3.73$  m. El rastrillo aguas arriba por debajo del nivel de crecientes altas (NCA)  $= 1.5R = 5.6$  m. Por tanto:

$$\text{NR de la pared del rastrillo aguas arriba} = 200.816 - 5.60 = 195.00 \text{ m PED (aprox.)}$$

$$\text{El rastrillo aguas abajo por debajo del NCA} = 1.75 R_s = 6.53 \text{ m.}$$

En consecuencia:

$$\text{NR de la pared del rastrillo aguas abajo} = 200.50 - 6.53 = 194.00 \text{ m PED (aprox.)}$$

$$\text{longitud del delantal aguas abajo} = 2.5 (198.00 - 194.00) = 10 \text{ m,}$$

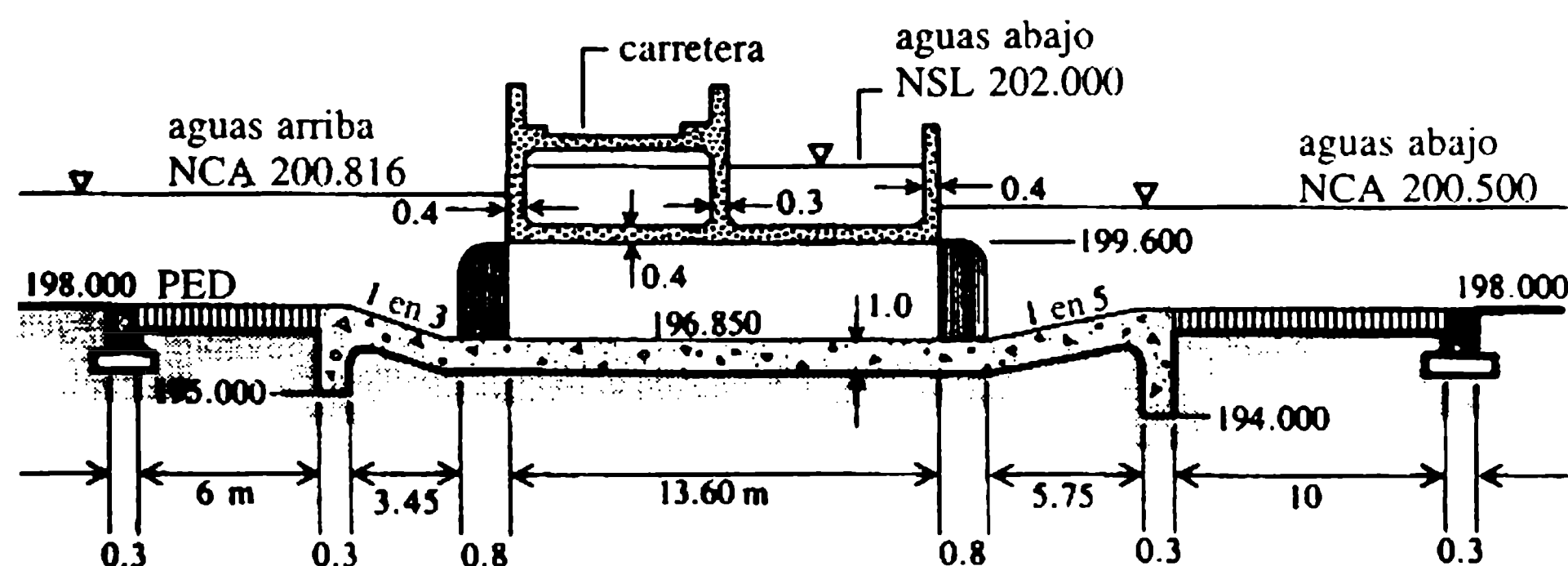
$$\text{longitud del delantal aguas arriba} = 2.0 (198.00 - 195.00) = 6 \text{ m.}$$

Un esquema detallado (sección longitudinal) del diseño se muestra en la figura 10.5.

---

### *Ejemplo 10.2*

Diseñar una transición en expansión para el esquema de canaleta-canal del ejemplo 10.1 utilizando el método de Vittal y Chiranjeevi.



**Figura 10.5** Sección longitudinal de un acueducto de sifón; todas las dimensiones en metros.

### Solución

El caudal de diseño =  $30 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ ; ancho de la solera del canal,  $B_0 = 25 \text{ m}$ ; ancho de la solera de la canaleta,  $B_f = 12.5 \text{ m}$ ; pendientes laterales del canal,  $m_0 = 1.50 \text{ m}$ ; nivel del lecho del canal =  $200.00 \text{ m PED}$ ; profundidad del flujo del canal,  $y_0 = 2 \text{ m}$  (ejemplo 10.1). Longitud de la transición,  $L = 2.35(25 - 12.5) + 1.65 \times 1.5 \times 2 \approx 36 \text{ m}$ . Ancho del lecho en la transición,  $B_x$ , con  $n = 0.8 - 0.26(1.5)^{1/2} = 0.482$ ,

$$B_x = 12.5 + (12.5x/36)[1 - (1 - x/36)^{0.482}].$$

Pendiente lateral en la transición,

$$m = 1.5[1 - (1 - x/36)^{1/2}].$$

Los cálculos completos se presentan en la siguiente tabla:

| Número | Distancia desde el extremo aguas arriba de la transición, $x \text{ (m)}$ | $y_x \text{ (m)}$ | $m$  | $B_x \text{ (m)}$ | $\Delta z \text{ (m)}$ | Elevación de la solera $\text{(m PED)}$ |
|--------|---|-------------------|------|-------------------|------------------------|---|
| 1      | 36  | 2.000             | 1.50 | 25.000            |                        | 200.000                                 |
| 2      | 27  | 1.985             | 0.75 | 17.069            | 0                      | 200.000                                 |
| 3      | 18  | 1.965             | 0.44 | 15.737            | 0.001                  | 199.999                                 |
| 4      | 9   | 1.950             | 0.20 | 12.545            | 0.002                  | 199.998                                 |
| 5      | 0   | 1.935             | 0    | 12.500            | 0.003                  | 199.997                                 |

## 10.2 Alcantarillas, puentes y caídas

### 10.2.1 INTRODUCCIÓN

Como quiera que las carreteras cruzan canales de drenaje natural, o canales artificiales, se deben construir obras apropiadas para tales drenajes transversales. El trazado de una carretera a lo largo del contorno de una cordillera (aunque puede ser

una ruta más tortuosa y tener pendientes menos satisfactorias) puede eliminar este tipo de obras, alcanzando ahorros considerables.

Los drenajes transversales de carretera se hacen mediante alcantarillas, puentes y caídas. Con frecuencia, las alcantarillas tienen una luz más pequeña ( $<6$  m), y su tablero superior normalmente no forma parte de la superficie de la carretera como en una estructura de un puente. Son estructuras sumergidas, bajo un terraplén de alto nivel. Si el terraplén es de bajo nivel, deben construirse obras de protección apropiadas contra desbordamientos durante crecientes altas. Tales estructuras de nivel bajo (algunas veces llamadas ‘caídas’) en lugar de las alcantarillas son a menudo más económicas si los posibles retrasos en el tráfico no justifican la construcción de una estructura de nivel alto costosa, como un puente, que mantenga la superficie de la carretera por encima de todos los niveles de inundaciones. Una alcantarilla combinada con una caída (descendiendo la superficie de la carretera) es una solución atractiva para corrientes pequeñas perennes con crecientes rápidas ocasionales; sin embargo, tienen que incorporarse apropiados sistemas/signos de advertencia al tráfico.

Los puentes son estructuras de cruce de nivel alto que pueden ser costosas en ríos grandes. Es por tanto esencial protegerlos incluso de inundaciones esporádicas. A menudo es ventajoso permitir desbordamiento de parte del terraplén de aproximación, lo cual puede actuar como un fusible, que puede ser remplazado si es necesario, después de un evento de creciente. Tal ruta alternativa para el agua evita el desbordamiento en la cubierta del puente y, además, reduce las velocidades de socavación que de otra manera pueden deteriorar los cimientos de la estructura.

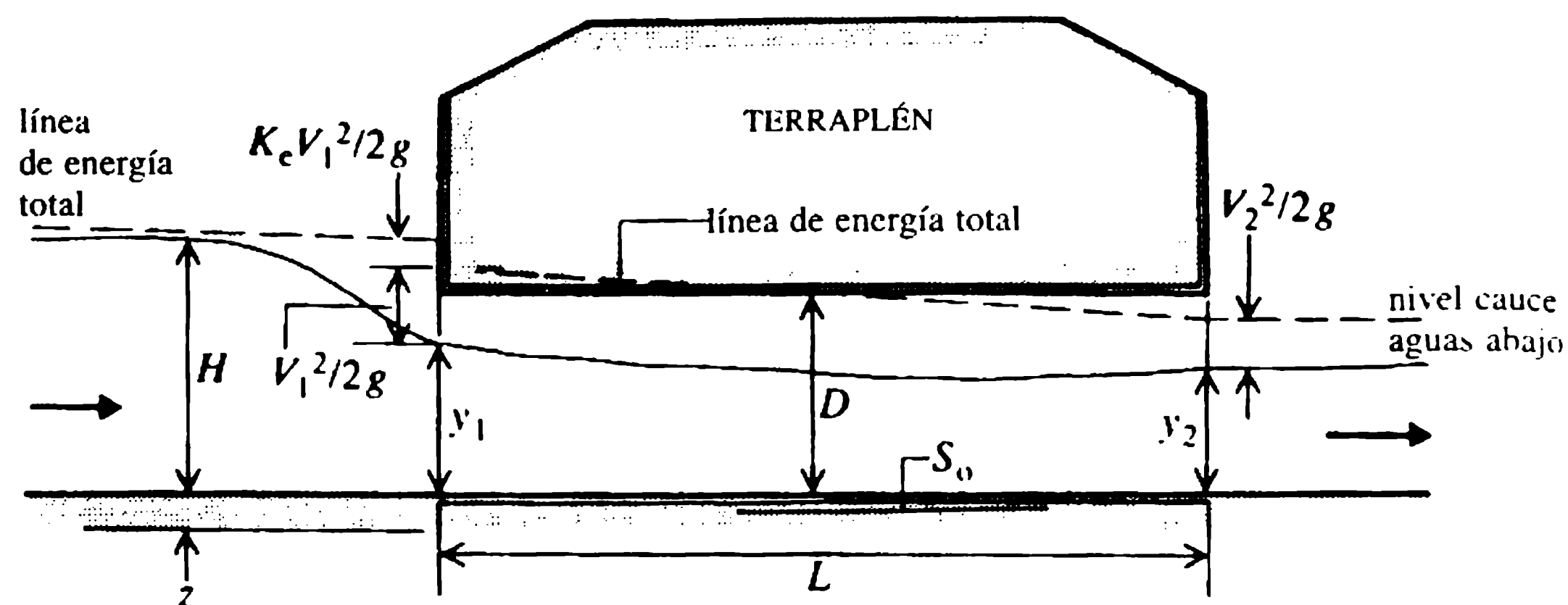
### 10.2.2 ALCANTARILLAS

Las alcantarillas en lo esencial constan de un cuerpo de tubería (parte de conducción) bajo el relleno del terraplén, con obras de protección a su entrada y salida. Normalmente se construyen un muro de cabecera en la entrada, con o sin muros de defensa, y una barrera contra desechos. Si es necesario, se construye en la salida un muro con estructuras de disipación de energía.

La alcantarilla actúa como una constricción y crea un efecto de remanso al flujo de aproximación, provocando almacenamiento de agua por encima de la entrada de la alcantarilla. El flujo dentro del tubo mismo puede ser a superficie libre con condiciones subcríticas o supercríticas dependiendo de la longitud, rugosidad, gradiente y niveles del agua aguas arriba y aguas abajo de la alcantarilla. Si la cabeza aguas arriba es suficientemente alta, el flujo dentro de la alcantarilla puede o no llenar el tubo, y su comportamiento hidráulico depende de la combinación de las pérdidas por fricción y entrada de la longitud del tubo y de los efectos de remanso aguas abajo (figura 10.6).

Los diversos tipos de flujo que pueden existir en el cuerpo de la tubería de una alcantarilla se muestran en la tabla 10.1. El diseño hidráulico de la alcantarilla se basa en las características del flujo de tubería, y los ejemplos 10.3 y 10.4 ilustran los cálculos que involucran todos los seis tipos de flujo presentados en la tabla 10.1.





**Figura 10.6** Flujo a través de una alcantarilla.

**Tabla 10.1** Tipos de flujo en la tubería de una alcantarilla (Chow, 1983)

| Tipo  | $H/D$  | Profundidad de salida $y_2$                    | Tipo de flujo      | Longitud $L$ | Pendiente $S_0$ | Control | Observaciones   |
|---|--------|--|--------------------|--------------|-----------------|---------|-----------------|
| Condiciones de entradas sumergidas              |        |  |                    |              |                 |         |                 |
| 1   | $>1.0$ | $>D$   | Lleno              | Cualquiera   | Cualquiera      | Salida  | Flujo a presión |
| 2   | $>1.2$ | $<D$   | Lleno              | Largo        | Cualquiera      | Salida  | Flujo a presión |
| 3   | $>1.2$ | $<D$   | Parcialmente lleno | Corto        | Cualquiera      | Salida  | Orificio        |
| Condiciones de entrada libres                   |        |  |                    |              |                 |         |                 |
| 4   | $<1.2$ | $<D$<br>$>\text{crítico}$                      | Parcialmente lleno | Cualquiera   | Suave           | Salida  | Subcrítico      |
| 5   | $<1.2$ | $<D$<br>$<\text{crítico}$                      | Parcialmente lleno | Cualquiera   | Suave           | Salida  | Subcrítico      |
| 6   | $<1.2$ | $<D$<br>$<\text{crítico}$<br>$>\text{crítico}$ | Parcialmente lleno | Cualquiera   | Empinada        | Entrada | Supercrítico    |
| Formación de resalto hidráulico dentro del tubo |        |  |                    |              |                 |         |                 |

Para información adicional sobre el flujo de alcantarillas y el establecimiento de las relaciones profundidad-caudal se recomienda Bodhaine (1976).

El comportamiento hidráulico de una alcantarilla puede mejorarse siguiendo las siguientes recomendaciones:

#### a. Alineación de la alcantarilla

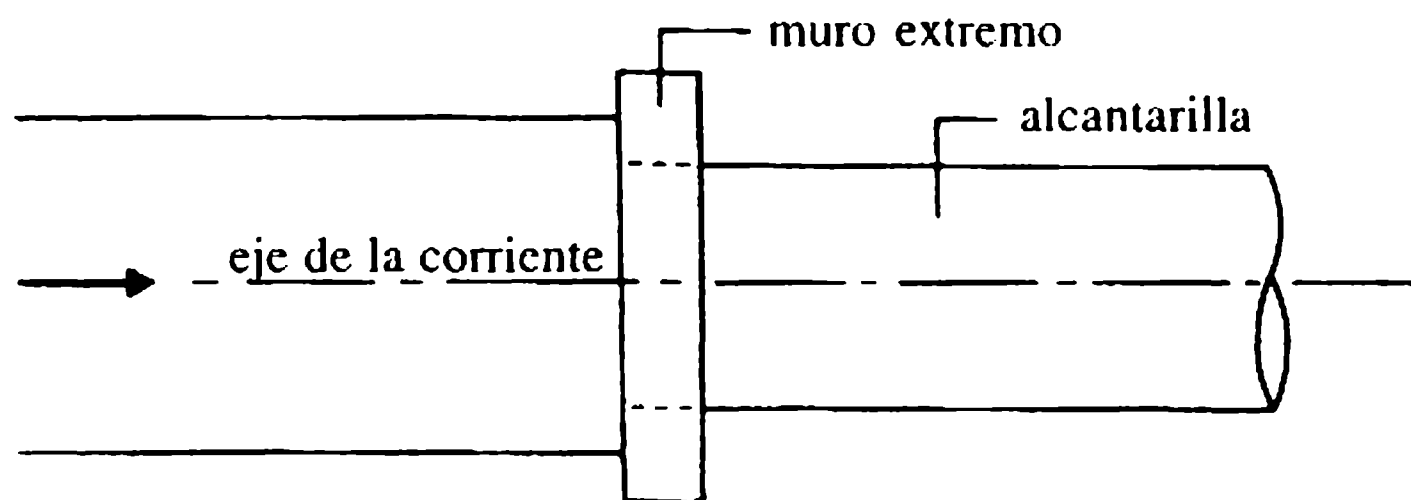
Como regla general, el cuerpo debe seguir la alineación y el gradiente del drenaje natural, para minimizar las pérdidas de energía y la erosión. Esto puede dar como resultado una alcantarilla larga e inclinada que requerirá muros más complejos en sus extremos inicial y terminal.

Sin embargo, algunas veces es más económico colocar la alcantarilla perpendicular a la carretera con ciertos cambios aceptables en el alineamiento del canal (ver Linsley y Franzini, 1979).

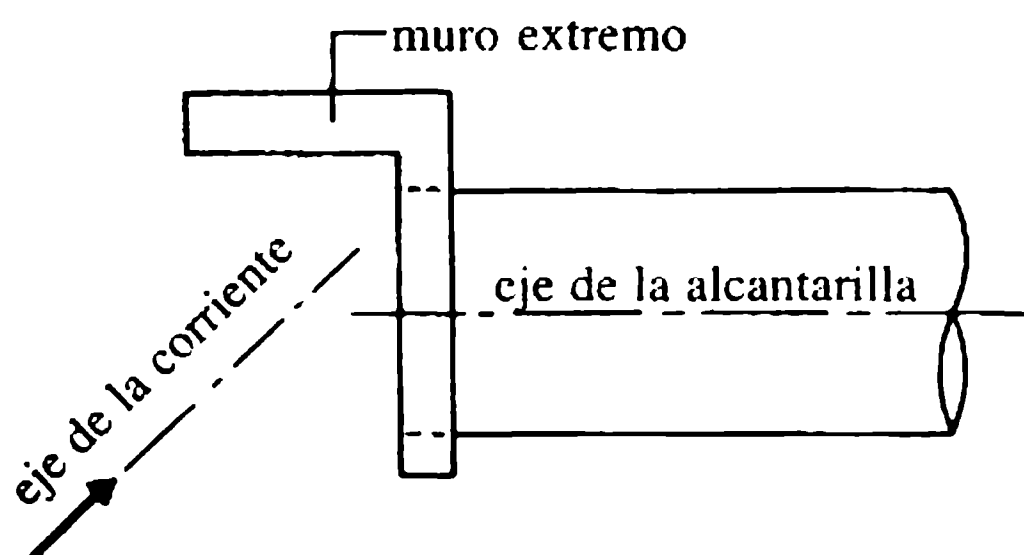
### b. Estructuras de entrada de alcantarillas

Estructuras de entrada diseñadas apropiadamente previenen la erosión de las banquetas y mejoran las características hidráulicas de la alcantarilla. Los diversos tipos de estructuras de entrada (muros de los extremos y de defensa) recomendados se muestran en la figura 10.7. También debe colocarse una barrera contra desechos (rejilla de basuras) aguas arriba de la entrada de la alcantarilla para prevenir bloqueos a la entrada del tubo.

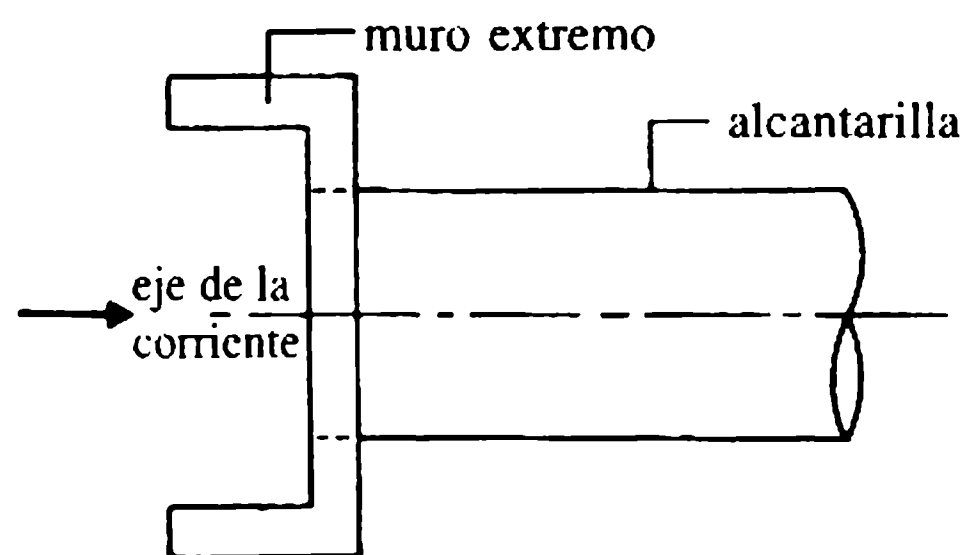
(a) Muro extremo recto (alcantarillas pequeñas con pendientes planas)



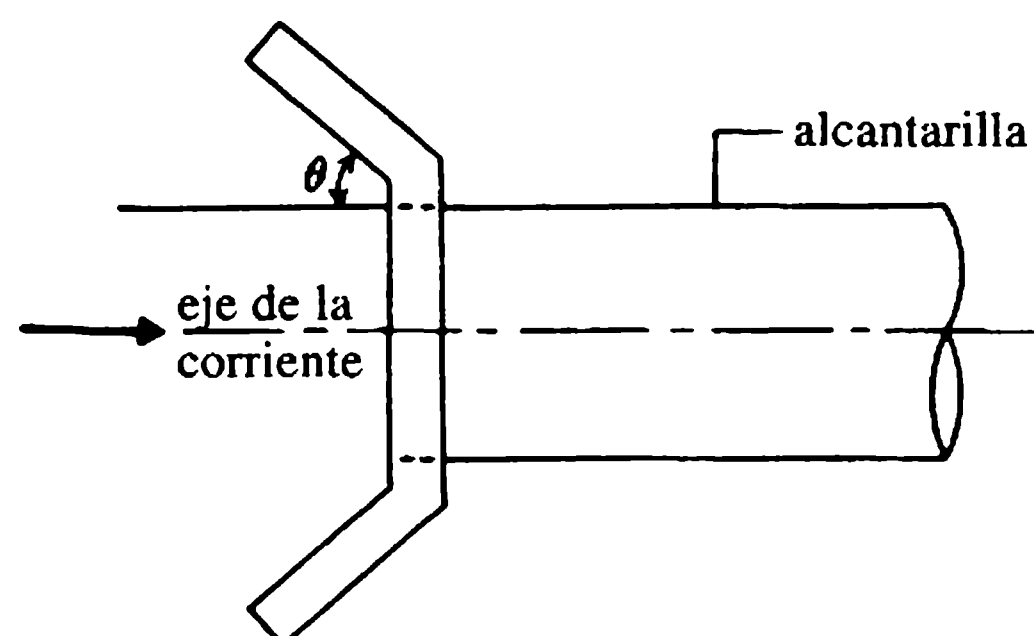
(b) Muro extremo en forma de L



(c) Muro extremo en forma de U (pérdidas de entrada altas)

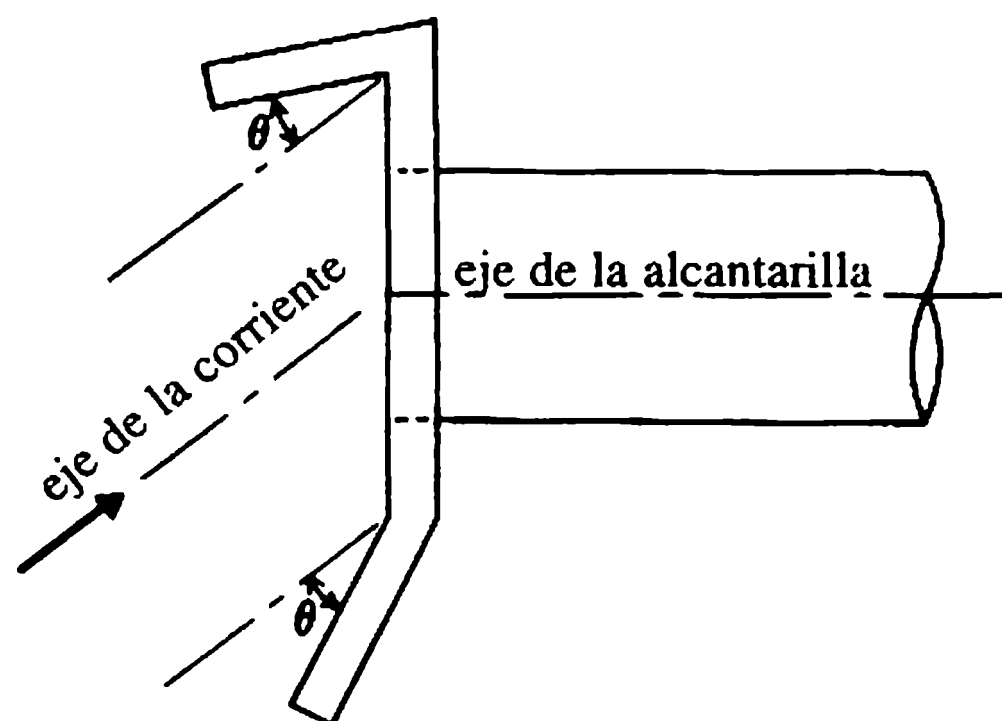


(d) Muro de defensa acampanado



$$(\theta = \tan^{-1}(\frac{1}{2F_r}))$$

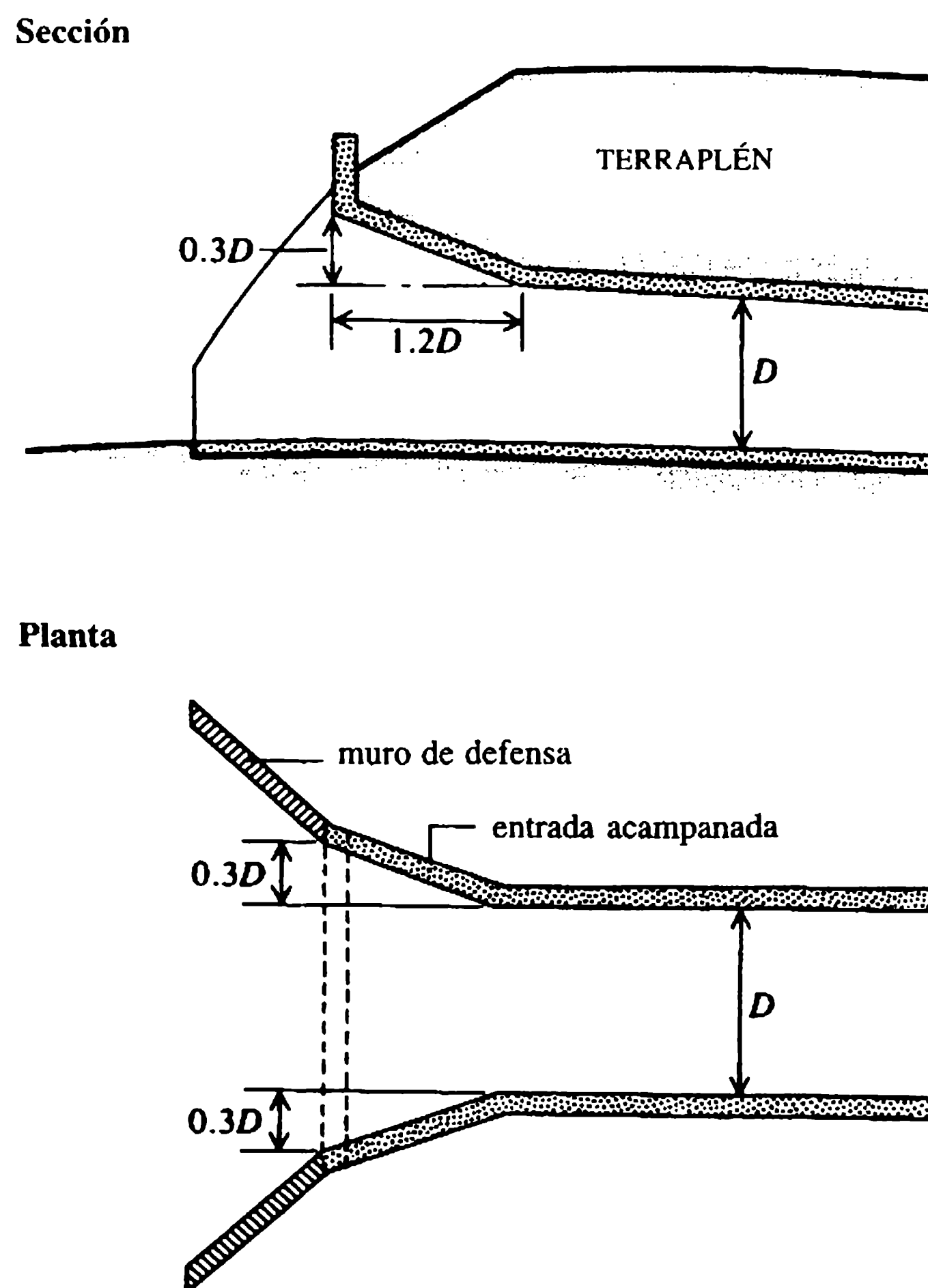
(e) Muro de defensa acampanado para una corriente que se aproxima en forma no alineada.



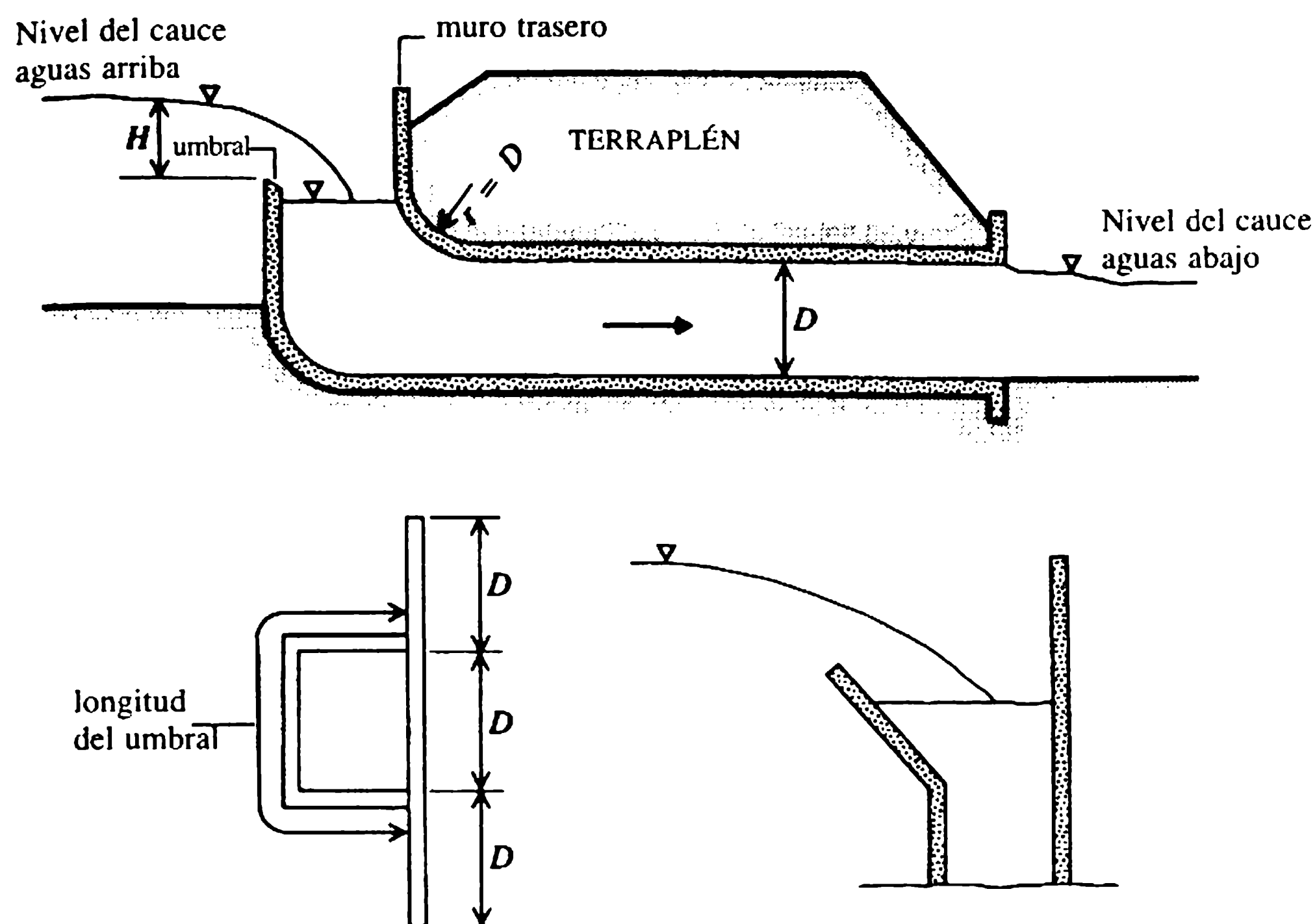
**Figura 10.7** Estructuras de entrada de alcantarillas; vistas en plantas.

En el caso de una alcantarilla con entrada sumergida, ensanchar la entrada incrementará su capacidad requiriendo una cabeza más baja para una descarga dada. Tal arreglo para un alcantarillado en cajón (con tubo de concreto cuadrado o rectangular), con el área de entrada doblando el área del tubo a lo largo de una longitud de  $1.2D$ , donde  $D$  es la altura del tubo, se muestra en la figura 10.8.

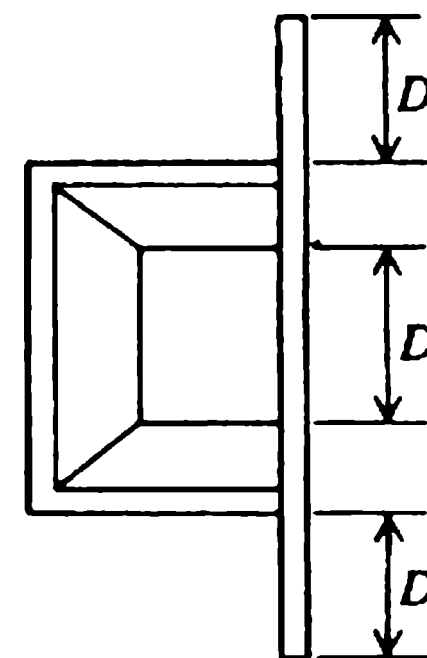
Una estructura de entrada de caída con una barrera necesaria para los desechos (con un emparrillado de madera o concreto) debe colocarse cuando la entrada de la alcantarilla esté en el nivel de la solera del drenaje (obras de drenaje de carreteras), requiriéndose un quiebre abrupto de la pendiente del canal. En la figura 10.9 se muestran varias disposiciones de alcantarillas de entrada de caída. La longitud del umbral del alcantarillado debe ser suficiente para descargar el caudal de diseño con un nivel de agua razonablemente bajo. Para caudales altos, la entrada puede ensancharse para incrementar así la longitud de la cresta. Una entrada acampanada con una pared trasera (para prevenir la acción de vórtices) incrementa en gran medida la capacidad de la entrada. Si se forma un resalto hidráulico en el tubo de la alcantarilla, deben colocarse cámaras de desaireación.



**Figura 10.8** Alcantarilla en cajón con entrada acampanada.



(a) Disposición del umbral para caudales bajos



(b) Longitud del umbral incrementada con una entrada acampanada para caudales altos

**Figura 10.9** Alcantarilla con entradas de caída.**c. Estructuras de salida de las alcantarillas**

Una estructura apropiada debe colocarse en la salida de una alcantarilla para prevenir la erosión aguas abajo de la solera y las pendientes del terraplén. Para pequeños caudales un muro extremo recto o en forma de U es suficiente. Para flujos moderados, un muro de defensa de salida acampanado que conecte el canal mucho más ancho aguas abajo, reducirá la socavación del terraplén y las bancas del canal. El ángulo de acampanamiento sugerido para flujos supercríticos debe ser de un valor menor que 1 a 2, decreciendo linealmente con el número de Froude del flujo. Para flujos subcríticos puede ser de un valor mayor que 1 a 2.

**d. Socavación por debajo de las salidas de las alcantarillas**

El flujo a través de la alcantarilla puede causar erosión indeseable (socavación) en la salida desprotegida, debilitando la estructura de la alcantarilla. Varios investigadores han realizado ensayos en modelos sobre la socavación aguas abajo de las estructuras de las alcantarillas y los resultados combinados sugieren las siguientes pautas de diseño (Breusers y Raudkivi, 1991):

$$\begin{array}{l} \text{profundidad de socavación por debajo} \\ \text{del nivel de la solera, } y_s = 0.65D(U_0/U_{*c})^{1/3} \end{array} \quad (10.1)$$

donde  $U_0$  = velocidad del flujo en la salida y  $U_{*c}$  = velocidad de corte crítica de Shields [ $= (\tau_c/\rho)^{1/2}$ ];

$$\text{ancho de socavación, } B_s = 7.5DF_r^{2/3}; \quad (10.2)$$

$$\text{longitud de socavación, } L_s = 15DF_r^{2/3} \quad (10.3)$$

donde  $D$  = altura de la alcantarilla,  $F_r = U_0/(gD)^{1/2}$ ,  $0.27 < F_r < 2.7$  y  $0.22 < d$  (mm)  $< 7.3$ . La ecuación (10.1) puede modificarse en el caso de material bien gradado como:

$$y_s = 3.18DF_r^{0.57} \left( \frac{d_{50}}{D} \right)^{0.114} \sigma_g^{-0.4} \quad (10.4)$$

donde  $\sigma_g = (d_{84}/d_{16})^{1/2}$ . Para proteger el lecho del canal contra la socavación, se recomienda un tamaño mínimo de piedra de:

$$d_s = 0.25DF_r \quad (10.5)$$

para niveles bajos del cauce aguas abajo. Para niveles altos del cauce aguas abajo ( $> D/2$ ) el tamaño de la piedra recomendada se reduce en  $0.15D$ .

Fletcher y Grace (1974) recomendaron un revestimiento de la sección trapezoidal aguas abajo de la salida del alcantarillado extendiéndose hasta una longitud =  $5D$  con una pendiente del lecho de 1 a 10 seguido por un muro cortina hasta una longitud =  $D$  con una pendiente de 1 a 2; los taludes laterales del revestimiento trapezoidal se recomiendan 1 a 2. Alternativamente, las curvas de diseño de Simons y Stevens (1972) pueden utilizarse para protección del lecho que no socave y que socave en estanques de roca (ver Breusers y Raudkivi, 1991).

Blaisdell y Anderson (1988a, b) hicieron un estudio amplio de socavación en salidas de tuberías en voladizo y sugieren la profundidad del cuenco máximo de socavación extrema  $Z_{\text{máx}}$ , por debajo del nivel del cauce aguas abajo (elevación cero) como:

$$\frac{Z_{\text{máx}}}{D} = -7.5[1 - e^{-0.6(F_{rd} - 2)}] \quad (10.6)$$

para  $Z_p/D \leq 1$  y:

$$\frac{Z_{\text{máx}}}{D} = -10.5[1 - e^{-0.35(F_{rd} - 2)}] \quad (10.7)$$

para  $Z_p/D > 1$  donde  $D$  = diámetro de la tubería,  $Z_p$  = altura de la salida de la tubería por encima del nivel del cauce aguas abajo y  $F_{rd} = V/(g\Delta d_{50})^{1/2}$ , donde  $V$  es la velocidad del chorro en el cauce aguas abajo:

$$(F_{rd} > 2; -2 < Z_p(m) < 8; \text{pendiente de la salida, } 0 - 0.782).$$

Deben colocarse estructuras de disipación de energía comunes (delantal inclinado, cisterna, tanque de amortiguación, piscina de inmersión, etc.) si las velocidades de descarga del alcantarillado son muy altas (capítulo 5).

### 10.2.3 PUENTES

La presencia de un puente en una corriente crea un flujo restringido en sus aberturas a causa de (a) la reducción del ancho de la corriente debido a las pilas y las contracciones asociadas en los extremos y (b) la canalización de la corriente misma (en el caso de corrientes anchas con planicies de inundación) para reducir los costos de la estructura.

Además de la socavación (local) alrededor de las pilas y la posible erosión del lecho, el puente produce un efecto considerable de remanso. La sobrelevación (elevación en el nivel del cauce aguas arriba) correspondiente depende del tipo de flujo (subcrítico o supercrítico). Como la mayoría de los puentes se diseñan para condiciones de flujo subcrítico a fin de minimizar la socavación y los problemas de obstrucción, los análisis a continuación se limitan en su mayor parte a flujo subcrítico.

El establecimiento de los niveles de sobrelevación es sumamente importante para el diseño de los diques y otras obras de protección aguas arriba y también para la determinación de los niveles seguros de la cubierta del puente (para evitar inundaciones de la cubierta y cualquier daño estructural consecuente). De igual forma, es importante determinar la mínima longitud de la luz libre (consideraciones económicas) que no causará sobrelevaciones indeseables. Para establecer los niveles permisibles aguas arriba, se deben realizar investigaciones detalladas de las propiedades en inmediaciones de la corriente. Aguas abajo del puente los niveles del agua sólo están influenciados por la sección de control más próxima debajo del puente. Estos niveles pueden, por tanto, fijarse mediante cálculos del perfil del remanso.

#### a. Niveles de remanso

##### *Contracciones cortas*

En el flujo por una sección contraída relativamente corta (un puente angosto sin canalización de aproximación) con sólo unas pocas pilas, el problema de remanso puede ser relativamente menos importante. Respecto a la figura 10.10, el cambio en el nivel del agua,  $\Delta h$  puede obtenerse a partir de la ecuación de energía entre las secciones 1 y 2 (Kindsvater, Carter y Tracy, 1953) como:

$$\Delta h = K_B V_2^2/2g + S_0 L/\sigma - \alpha_1 V_1^2/2g \quad (10.8)$$



donde  $K_B$  es el coeficiente de pérdida de energía en el puente (tabla 10.2), expresado en función de la relación de conductividad,

$$\sigma = k_b/k_B, \quad (10.9)$$

donde  $k_b$  es la conductividad de la sección contraída bruta con las mismas características normales de profundidad y rugosidad que la sección de aproximación aguas arriba cuya conductividad es  $k_B$ .

Para secciones rectangulares sin canalizar la relación de conductividad (relación de contracción,  $\alpha = 1 - \sigma$ ) es  $b/B$ , donde  $b$  es el ancho libre de la corriente (de ancho normal,  $B$ ) bajo el puente (figura 10.10).

El coeficiente de pérdida de energía del puente también es una función de la geometría del puente, su sesgo y excentricidad, y la sumersión de la superestructura (es decir, la cubierta).

$V_2$  es la velocidad justo aguas abajo de las pilas, utilizando el área bruta bajo el puente con la misma profundidad normal aguas arriba, y  $\alpha_1$  es el coeficiente de corrección de energía de la sección de aproximación. Se supone que  $L$  es igual a la longitud del puente (de estribo a estribo) y  $S_0$  es la pendiente normal del lecho de la corriente sin obstrucción.

### *Contracciones largas*

Cuando el puente tiene varias pilas grandes y/o terraplenes de aproximación largos que contraen el ancho del cauce, el efecto de remanso es considerable. Refiriéndose al perfil de flujo que se muestra en la figura 10.10, en una sección de contracción larga,  $\Delta y$  es la sobrelevación creada en su totalidad por la presencia de las pilas y la contracción del canal.

Las ecuaciones de *momentum* y continuidad entre las secciones 1 y 3 (suponiendo una distribución hidrostática de presiones con una pendiente del lecho y resistencia a la fricción insignificantes) arrojan:

$$\Delta y/y_3 \approx \{A + [A^2 + 12C_D(b/B) Fr_3^2]^{1/2}\}/6 \quad (10.10)$$

donde:

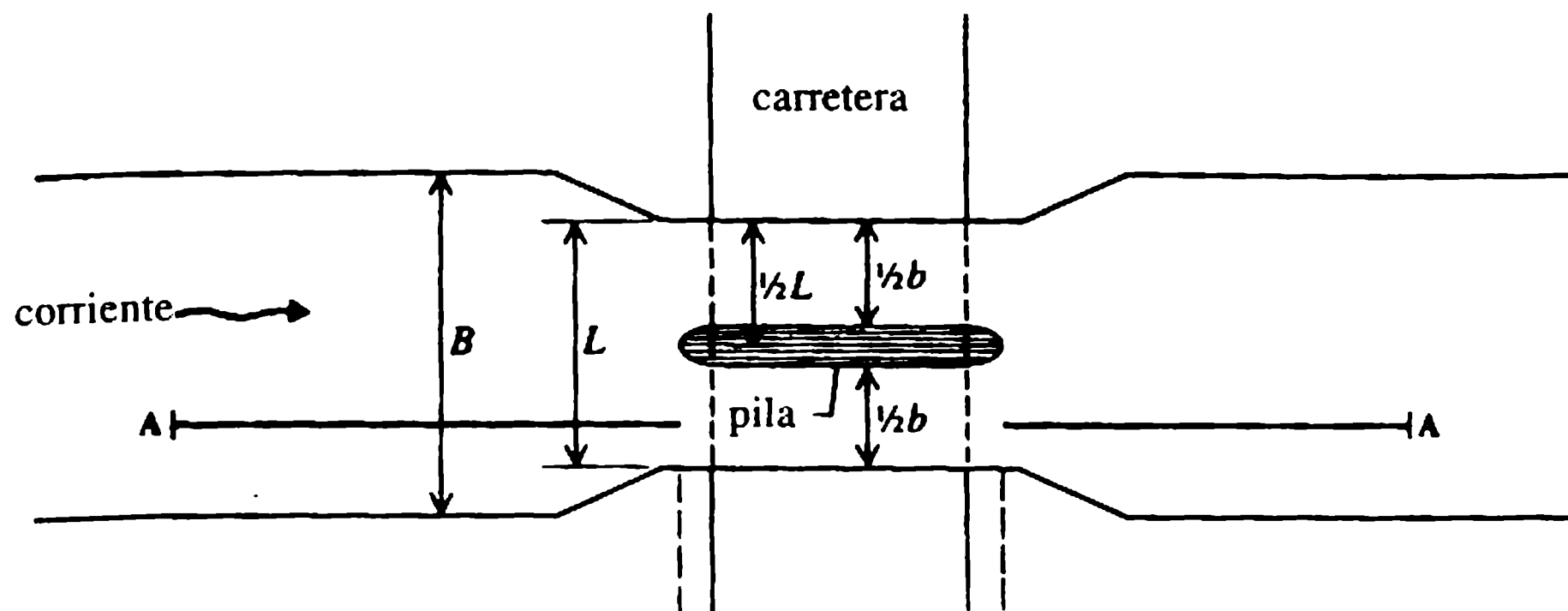
$$A = \{C_D(b/B) + 2\} Fr_3^2 - 2 \quad (10.11)$$

$Fr_3$  es el número de Froude [=  $V_3/(gy_3)^{1/2}$ ] en la sección 3.

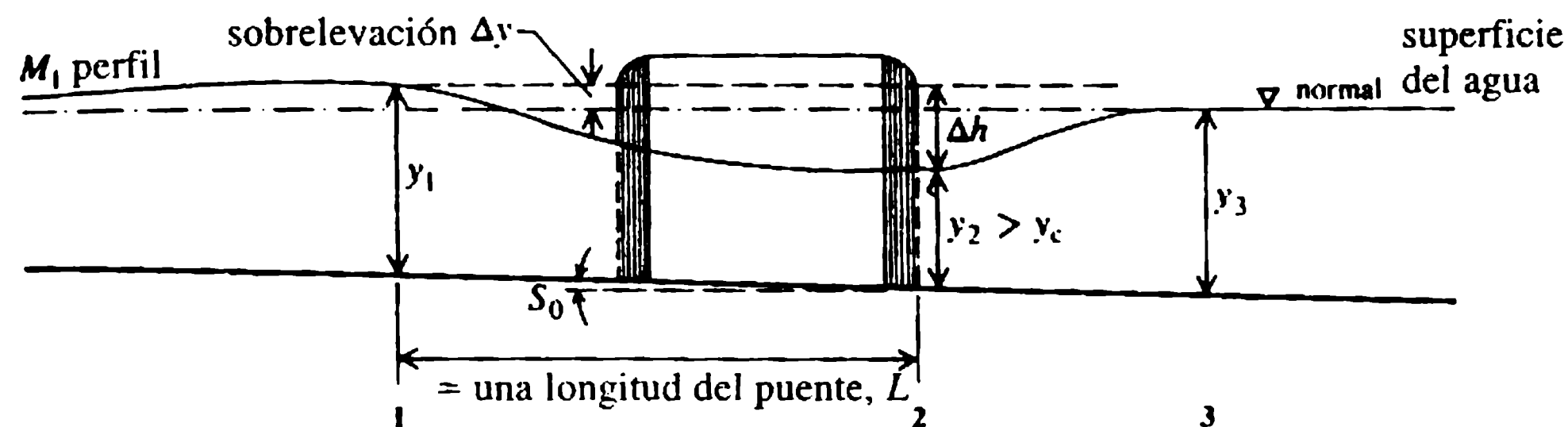
**Tabla 10.2** Coeficiente de pérdida del puente,  $K_B$

| $\sigma$ | $K_B$ |
|----------|-------|
| 1.0      | 1.00  |
| 0.8      | 1.36  |
| 0.6      | 1.67  |
| 0.4      | 1.88  |
| 0.2      | 1.92  |

## Planta



## Sección A - A



**Figura 10.10** El perfil del flujo a través de un puente con un canal contraído de longitud relativamente corta (flujo subcrítico).

La ecuación (10.10) debe producir buenos resultados si se puede estimar en forma precisa el coeficiente de arrastre  $C_D$ . Se ha encontrado que el coeficiente de arrastre de la pila es función del gradiente de velocidad del flujo de aproximación,  $b/B$ , y la forma de la pila; sin embargo, debido a la carencia de valores de coeficientes de arrastre confiables, la ecuación (10.10) es de uso limitado.

La información experimental de Yarnell (1934) sobre el flujo a través de pilas del puente produjo la siguiente ecuación empírica:

$$\Delta y/y_3 = K Fr_3^2 (K + 5 Fr_3^2 - 0.6) (\alpha + 15 \alpha^4) \quad (10.12)$$

donde:

$$\alpha = 1 - \sigma = 1 - b/B \quad (10.13)$$

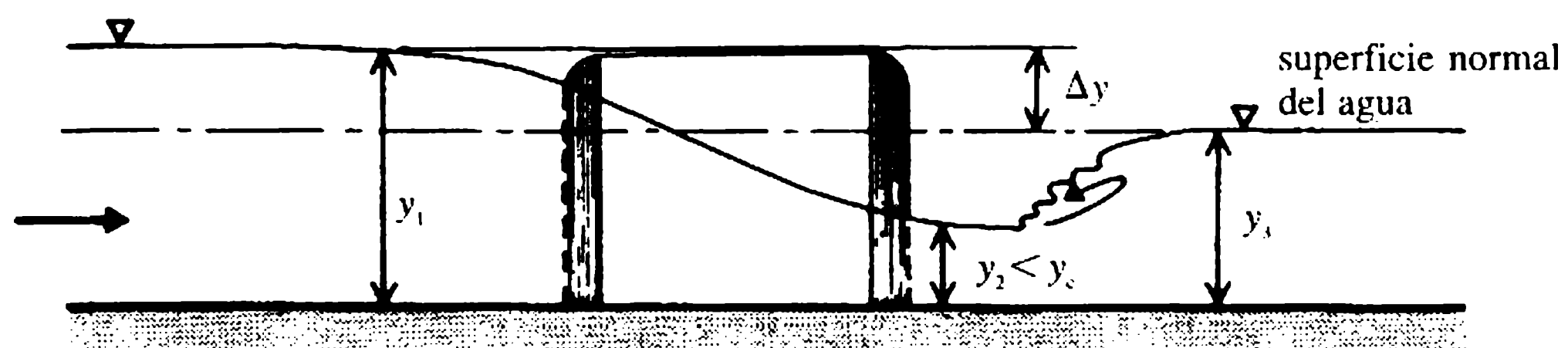
y  $K$  es una función de la forma de la pila de acuerdo con la tabla 10.3.

La ecuación (10.12) es válida sólo si  $\sigma$  es grande, es decir, la contracción no establece condiciones de flujo crítico entre las pilas, obstruyendo el flujo. Si el flujo se obstruye debido a una contracción excesiva la sobreelevación se incrementa sustancialmente (figura 10.11). De acuerdo con la figura 10.11, los valores límites de  $\sigma$  (suponiendo velocidad uniforme en la sección 2) para flujo crítico en la sección 2 pueden escribirse como:

$$\sigma = (2 + 1/\sigma)^3 Fr_3^4 / (1 + 2 Fr_3^2)^3. \quad (10.14)$$

**Tabla 10.3** Valores de  $K$  en función de la forma de la pila

| <i>Forma de la pila</i>                | <i>K</i> | <i>Observaciones</i>  |
|--|----------|---|
| Semicircular                           | 0.9      | Todos los valores son aplicables a pilas con relación longitud a ancho igual a 4; se ha encontrado que las estimaciones de $\Delta y$ son conservadoras para relaciones mayores.  |
| Lenticular                             | 0.9      |   |
| Pilas gemelas conectadas por diafragma | 0.95     |   |
| Pilas gemelas sin diafragma            | 1.05     | Bordes de ataque lenticulares se forman a partir de dos curvas circulares, cada una con un radio igual al doble del ancho de la pila y cada una tangencial a la cara de la misma. |
| Triangular de 90°                      | 1.05     |   |
| Cuadrada                               | 1.25     |   |

**Figura 10.11** Perfil de flujo con condiciones obstruidas.

En el caso de un flujo obstruido las pérdidas de energía entre las secciones 1 y 2 están dadas por Yarnell como:

$$E_1 - E_2 = C_L V_1^2 / 2g \quad (10.15)$$

donde  $C_L$  es función de la forma de la pila (igual a 0.35 para pilas con bordes cuadrados y 0.18 para bordes redondeados, para una relación de longitud : ancho de la pila de 4). A partir de la ecuación (10.15) se puede calcular la profundidad aguas arriba,  $y_1$ , de donde la sobrelevación  $\Delta y$  se obtiene como  $y_1 - y_3$ .

Los puentes sesgados producen sobrelevaciones más grandes; Yarnell encontró que un puente sesgado 10° no produce cambios apreciables, mientras que un sesgo de 20° produce valores de sobrelevaciones mayores a 250%.

#### b. Cálculos de caudales en pilas de puentes

1. Nagler (1918) propuso una fórmula del caudal para flujos subcríticos y casi críticos así:

$$Q = K_N b (2g)^{1/2} (y_3 - \theta V_3^2 / 2g) (h_3 + \beta V_1^2 / 2g)^{1/2} \quad (10.16)$$

la notación utilizada en la ecuación (10.16) se muestra en la figura 10.12 (a).  $K_N$  es un coeficiente que depende del grado de contracción del canal y de las características de la obstrucción (tabla 10.4);  $\theta$  es un factor de corrección para reducir la profundidad  $y_3$  a  $y_2$  y  $\beta$  es la corrección para la velocidad de aproximación, que depende de la relación de conductividad [figura 10.12 (b)].

2. d'Aubuisson (1840) sugiere la fórmula:

$$Q = K_A b_2 y_3 (2gh_3 + V_1^2)^{1/2} \quad (10.17)$$

donde  $K_A$  es una función del grado de contracción del canal y de la forma y orientación de la obstrucción (tabla 10.4).

d'Aubuisson no hacía distinción entre  $y_3$  y  $y_2$ , y, aunque en muchos casos existe una pequeña diferencia entre ellos, la ecuación (10.17) es únicamente una fórmula aproximada.

3. Chow (1983) presenta un análisis amplio sobre las relaciones de descarga entre los flujos a través de aperturas contraídas y su forma, y otras características, junto con una serie de diagramas de diseño producidos por Kindsvater, Carter y Tracy (1953).

### c. Profundidad de socavación bajo el puente

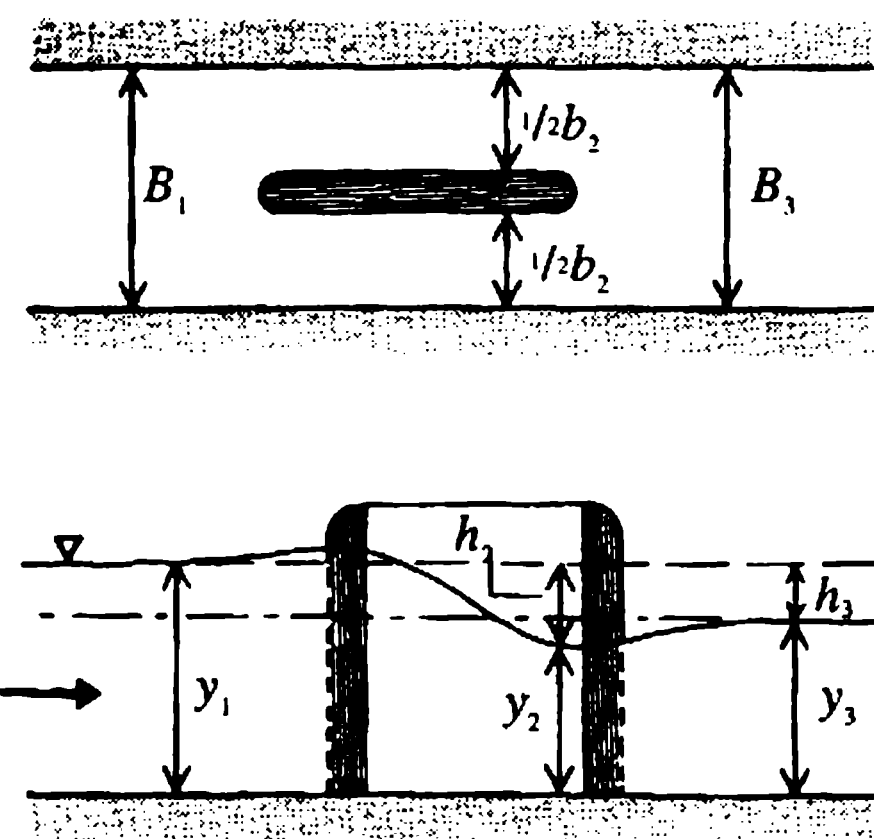
Si el ancho de contracción (es decir la longitud del puente,  $L$ ) es menor que el ancho de régimen,  $W$  [ecuación (9.12)], la profundidad normal de socavación,  $D_N$ , bajo el puente está dada por:

$$D_N = R_s (W/L)^{0.61} \quad (10.18)$$

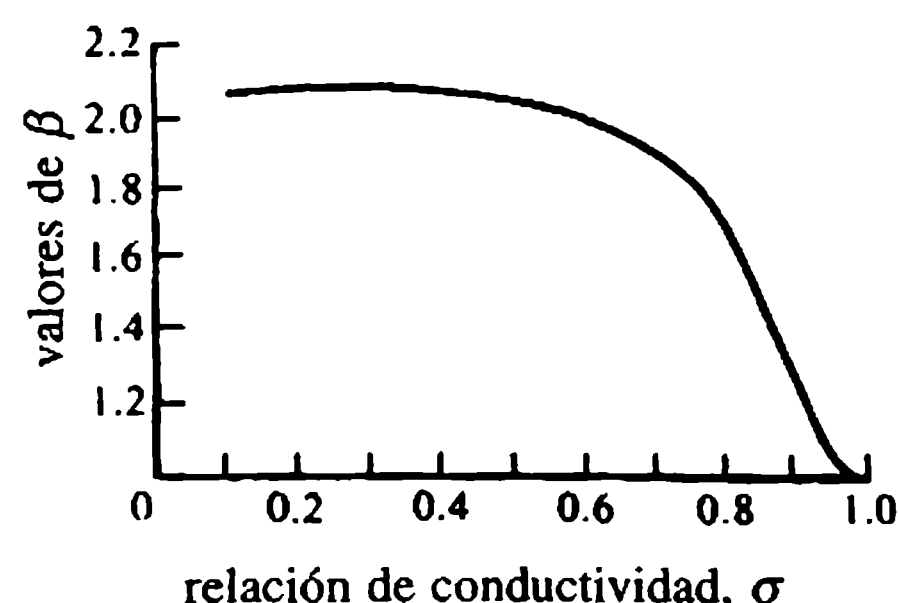
donde  $R_s$  es la profundidad de socavación de régimen [ecuación (9.13)].

La máxima profundidad de socavación en un puente de una sola luz (sin pilas) con una aproximación recta (caso 1) es cerca del 25% mayor que la socavación

(a) Flujo a través de una obstrucción



(b) Valores de  $\beta$  en la ecuación (10.16)



**Figura 10.12** Cálculo de caudales a través de obstrucciones (esquema de definiciones).

**Tabla 10.4** Valores de  $K_N$  y  $K_A$ 

| Tipo de pila        | Relación de conductividad, $\sigma$ |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|---------------------|-------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                     | 0.9                                 |       | 0.8   |       | 0.7   |       | 0.6   |       | 0.5   |       |
|                     | $K_N$                               | $K_A$ | $K_N$ | $K_A$ | $K_N$ | $K_A$ | $K_N$ | $K_A$ | $K_N$ | $K_A$ |
| Cuadrada            | 0.91                                | 0.96  | 0.87  | 1.02  | 0.86  | 1.02  | 0.87  | 1.00  | 0.89  | 0.97  |
| Semicircular        | 0.94                                | 0.99  | 0.92  | 1.13  | 0.95  | 1.20  | 1.03  | 1.26  | 1.11  | 1.31  |
| Triangular a 90°    | 0.95                                |       | 0.94  |       | 0.92  |       |       |       |       |       |
| Con pilas gemelas   |                                     |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| con o sin diafragma | 0.91                                |       | 0.89  |       | 0.88  |       |       |       |       |       |
| Lenticular          | 0.95                                | 1.00  | 0.94  | 1.14  | 0.97  | 1.22  |       |       |       |       |

normal dada por la ecuación (10.18), mientras que en el caso de una estructura con luces múltiples con un tramo de aproximación curvo (caso 2) es 100% mayor que la socavación normal. Si la constricción es predominante, la máxima profundidad de socavación es el máximo del caso 1 o caso 2, o el valor dado por:

$$D_{\max} = R_s (W/L)^{1.56}. \quad (10.19)$$

#### d. Socavación alrededor de las pilas del puente

Varias fórmulas basadas en resultados experimentales se han propuesto para predecir la máxima profundidad de socavación ( $y_s$ , por debajo del nivel general del lecho) alrededor de las pilas del puente. En general, se supone la relación:

$$y_s/b' = \phi(y_0/b', Fr, d/b') \quad (10.20)$$

donde  $b'$  es el ancho de la pila,  $y_0$  es la profundidad del flujo aguas arriba,  $d$  es el tamaño del sedimento y  $Fr$  es el número de Froude.

Los resultados experimentales de Laursen (1962) subestiman las profundidades de socavación, con respecto a muchos experimentos indios (Inglis, 1949) que sugieren la fórmula (flujo de aproximación normal a las pilas del puente):

$$y_s/b' = 4.2(y_0/b')^{0.78} Fr^{0.52}. \quad (10.21)$$

Información de campo en la India también sugiere que la profundidad de socavación debe tomarse como el doble de la profundidad de socavación de régimen.

En el caso de lechos vivos (una corriente con transporte de carga de fondo) la fórmula:

$$y_s/y_0 = (B/b')^{5/7} - 1 \quad (10.22)$$

predice la máxima profundidad de socavación de equilibrio.

En un flujo relativamente profundo una estimación de primer orden de la socavación local (agua clara) (alrededor de la pila) puede obtenerse mediante:

$$y_s = 2.3K_\alpha b' \quad (10.23)$$

donde  $K_\alpha$  = coeficiente de angularidad que es función del alineamiento de la pila, es decir, el ángulo de ataque del flujo de aproximación.

Una vez más, la mejor estimación se obtendrá con coeficientes apropiados para la profundidad del flujo, la alineación, etc. [ver Breusers y Raudkivi (1991) para mayor información]. En lecho vivo, sin embargo, la profundidad de socavación local se reduce apreciablemente. Si el sedimento del lecho está estratificado y la capa de cubierta (por lo común el material más grueso) tiene un espesor menor que la profundidad de socavación local, el fenómeno global de socavación es bastante diferente (ver Ettema, 1980).

El flujo penetra la capa de cubierta, provocando su desintegración. En muchos casos, dicho fenómeno puede suceder sólo con la dirección aguas abajo, dejando una socavación escalonada justo aguas arriba de la pila seguida por una socavación de la pila local adicional en su fondo. La profundidad de socavación escalonada en la capa de cubierta,  $H$ , está dada por:

$$H = \eta(y_2 - y_1) \quad (10.24)$$

donde  $y_1$  y  $y_2$  son las profundidades del flujo uniforme en un lecho plano de rugosidad de grano correspondiente a las partículas superficiales aguas arriba ( $d_1$ ) y las partículas finas subyacentes a la superficie ( $d_2$ ), respectivamente; el coeficiente para sedimentos que no forman rizos  $\eta = 2.6$  para propósitos de diseño. La profundidad total de socavación puede conducir a una subestimación crasa si la capa inferior es de material muy fino (es decir, que puede suspenderse).

Para un tratamiento más profundo de este tópico se recomiendan artículos de investigación sobre socavación local en pilas de puente y pilotes cilíndricos verticales (por ejemplo Breusers, Nicollet y Shen, 1977; Clark y Novak, 1983; Melville, 1975; Richardson y Richardson, 1994).

#### e. Obras de protección de socavación alrededor de las pilas del puente

Aunque la presencia de socavación tiende a reducir los niveles en la curva de remanso aguas arriba del puente, el daño sobre los cimientos de la estructura puede pesar más que los posibles beneficios. Por tanto, tienen que tomarse medidas de protección, tanto para minimizar la socavación como para prevenir el detrimento de los cimientos. Pilas con diafragmas de base (anillos horizontales) y pilas del tipo de cilindros múltiples minimizan bastante la socavación. La práctica normal para proteger el cimiento es colocar capas gruesas de piedra como defensa o delantales de concreto alrededor de las pilas.

Para una pila cilíndrica se recomienda la protección en enrocado con forma ovoide y cuyo extremo más ancho dé de cara al flujo. El ancho total recomendado es  $6b$  y la longitud  $7b$  de los cuales  $2.5b$  son aguas arriba de la pila. El espesor del enrocado es  $1/3b$  con un tamaño máximo de piedra,  $d$ , dado por:

$$d = 0.06 - 0.033U + 0.04U^2 \quad (10.25)$$

con  $U$  en metros por segundo y  $d$  en metros.

La velocidad crítica media del flujo  $U_c$  ( $\text{m s}^{-1}$ ) con una profundidad de flujo  $y_0$  (m) está dada por:

$$U_c \approx 6d^{1/3}y_0^{1/6} \quad (10.26)$$

donde  $d$  es el tamaño de las piedras de la coraza en metros (con  $\rho_s = 2,600 \text{ kg m}^{-3}$ ).



Para lechos horizontales [US Army Engineering Research Center - Centro de Investigaciones de Ingeniería de la Armada de Estados Unidos (1983), capítulo 14] la relación empírica simplificada es:

$$U_c \approx 4.92d^{1/2}. \quad (10.27)$$

El enrocado debe colocarse sobre un filtro invertido apropiado o un geotextil (figura 9.8).

#### 10.2.4 CAÍDAS

La caída es una estructura poco profunda sin gradientes de aproximación excesivos. En regiones áridas, puede permitirse que corrientes con crecientes rápidas infrecuentes y profundidades superficiales ( $< 0.3$  m) pasen por el área de la caída. El borde de la carretera aguas arriba no debe presentar discontinuidades con el lecho de la corriente para evitar socavación, y en el borde aguas abajo deben colocarse obras de protección tales como un rastrillo, concreto o pavimentación en enrocado. También, el perfil de la caída debe, en la medida de lo posible, ajustarse al perfil de la corriente para minimizar perturbaciones locales del flujo.

La superficie de la calzada tiene que resistir las velocidades esperadas del flujo y los desechos. El macadam bituminoso puede resistir velocidades hasta de  $6 \text{ m s}^{-1}$ , mientras que en superficies de calzadas asfaltadas se pueden tolerar hasta  $7 \text{ m s}^{-1}$ . Terraplenes de niveles bajos, donde se permiten desbordamientos ocasionales, deben protegerse contra la socavación y la estabilidad de las pendientes de las orillas. Las velocidades medias permisibles sugeridas para un intervalo de diversos materiales de protección se presentan en la tabla 10.5 (Watkins y Fiddes, 1984).

El caudal de desbordamiento sobre un terraplén puede predecirse utilizando una fórmula de vertedero de tipo:

$$Q = CbH^{3/2} \quad (9.29)$$

donde  $C$  es el coeficiente del umbral ( $\text{m}^{1/2} \text{ s}^{-1}$ ),  $b$  es la longitud de la sección de flujo y  $H$  es la cabeza total aguas arriba del umbral.

El coeficiente  $C$  es una función de  $h/L$  ( $h$  es la cabeza sobre un umbral de ancho  $L$ ) para condiciones de flujo libre. Para condiciones de flujo no modular un factor de

**Tabla 10.5** Velocidades permisibles para resistir la erosión

| <i>Tipo de protección</i>                                 | <i>Velocidad (<math>\text{m s}^{-1}</math>)</i> |
|---|---|
| Empradizados:   |   |
| Pastos de Bermuda   | $\approx 2.0$                                   |
| Pastos de Búfalo  | 1.5   |
| Cantos rodados:   |   |
| $\approx 100 \text{ mm}$                                  | 3.5   |
| $\approx 40 \text{ mm}$                                   | 2.5   |
| Grava gruesa y cantos rodados ( $\approx 25 \text{ mm}$ ) | 2.0   |
| Grava ( $\approx 10 \text{ mm}$ )                         | 1.5   |

**Tabla 10.6** Intervalo de valores de  $C$  para el flujo libre sobre el terraplén

| <i>Tipo de estructura</i> | <i>Rango de <math>h/L</math></i> | <i>Rango de <math>C</math></i> |
|---------------------------|----------------------------------|--------------------------------|
| Superficie pavimentada    | 0.15                             | 1.68                           |
|                           | 0.20                             | 1.69                           |
|                           | $>0.25$                          | 1.70                           |
| Superficie en grava       | 0.15                             | 1.63                           |
|                           | 0.20                             | 1.66                           |
|                           | 0.25                             | 1.69                           |
|                           | 0.30                             | 1.70                           |

**Tabla 10.7** Factor de corrección,  $f$  (flujos no modulares)

| <i>Tipo de superficie</i> | <i>Rango de <math>h_{ds}/H</math></i> | <i><math>f</math></i> |
|---------------------------|---------------------------------------|-----------------------|
| Superficie pavimentada    | $\leq 0.8$                            | 1.0                   |
|                           | 0.9                                   | 0.93                  |
|                           | 0.95                                  | 0.8                   |
|                           | 0.99                                  | 0.5                   |
| Superficie en grava       | $\leq 0.75$                           | 1.0                   |
|                           | 0.8                                   | 0.98                  |
|                           | 0.9                                   | 0.88                  |
|                           | 0.95                                  | 0.68                  |
|                           | 0.98                                  | 0.50                  |

corrección,  $f$ , como una función de  $h_{ds}/H$ , puede incorporarse en la ecuación (9.29) (tablas 10.6 y 10.7).

### Ejemplo 10.3

Establecer la relación nivel (aguas arriba)-caudal para un alcantarillado en cajón rectangular de concreto, utilizando los siguientes datos: ancho = 1.2 m; altura = 0.6 m; longitud = 30 m; pendiente = 1 en 1000; Manning  $n = 0.013$ ; condiciones de entrada de borde cuadrado; flujo de salida en chorro libre; intervalo de la cabeza del nivel aguas arriba para investigación = 0-3 m; ignorar la velocidad de aproximación.

### Solución

1.  $H/D \leq 1.0$ . Para  $H < 0.6$  m prevalecen condiciones de flujo libre en canales abiertos. De acuerdo con la figura 10.6 y suponiendo que una pendiente empinada da control en la entrada, es decir, la profundidad en la entrada es crítica, para  $H = 0.2$  m,  $y_c = (2/3) \times 0.2 = 0.133$  m y  $V_c = 1.142$  m s<sup>-1</sup>. La pendiente crítica es  $(Vn)^2/R^{4/3} = 0.00424$ . Por tanto, la pendiente del alcantarillado es moderada y entonces el análisis del flujo subcrítico arroja los siguientes resultados:

$$\begin{aligned}
 Q &= 1.2y_0 [1.2y_0/(1.2+2y_0)]^{2/3} (0.001)^{1/2}/0.013 \\
 &= 2.92y_0[1.2y_0/(1.2+2y_0)]^{2/3}; \quad (i)
 \end{aligned}$$

| $y_0 \text{ (m)}$ | $Q \text{ (m}^3 \text{ s}^{-1}\text{) [ecuación (i)]}$ | $y_c \text{ (m)}$ |
|-------------------|--|-------------------|
| 0.2               | 0.165  | 0.124             |
| 0.4               | 0.451  | 0.243             |
| 0.6 (= D)         | 0.785  | 0.352             |

En la entrada sobre un tramo corto,

$$H = y_0 + V^2/2g + K_e V^2/2g. \tag{ii}$$

El coeficiente de pérdida de entrada,  $K_e$ , es el siguiente:

- para una entrada recta, 0.5;
- para una entrada acampanada, 0.25;
- para una entrada redondeada, 0.05;

| $y_0 \text{ (m)}$                               | $H \text{ (m) [ecuación (ii)]}$ | $Q \text{ (m}^3 \text{ s}^{-1}\text{)}$ |
|---|---------------------------------|---|
| 0.2   | 0.236                           | 0.165                                   |
| 0.4   | 0.467                           | 0.451                                   |
| 0.6   | 0.691                           | 0.785                                   |
| orificio $\leftarrow > 0.6 \leftarrow (1.2D =)$ | 0.72 $\longrightarrow$          | 0.817 (por interpolación)               |

2.  $H/D \geq 1.2$ .

(a) Para flujo de orificio

$$Q = C_d(1.2 \times 0.6) [2g(H - D/2)]^{1/2} \tag{iii}$$

Con  $C_d = 0.62$  se obtienen los siguientes resultados:

| $H \text{ (m)}$ | $Q \text{ (m}^3 \text{ s}^{-1}\text{)}$ | $y_0 \text{ (m) [ecuación (i)]}$                |
|-----------------|---|---|
| 0.72            | 1.29                                    | $> 0.6 \rightarrow$ no existe flujo de orificio |

(b) Para flujo a presión la ecuación de energía da:

$$H + S_0 L = D + h_L$$

donde:

$$h_L = K_e V^2/2g + (Vn)^2 L/R^{4/3} + V^2/2g.$$

entonces:

$$Q = 2.08(H - 0.57)^{1/2}. \tag{iv}$$

|   | $H\ (m)$ | $Q\ (m^3\ s^{-1})\ [ecuación\ (iv)]$ |
|---|----------|--------------------------------------|
| $y_0 \approx 0.6\ [ecuación\ (i)] \leftarrow$ | 0.691    | 0.723                                |
|   | 0.72     | 0.805                                |
|   | 1.00     | 1.364                                |
|   | 2.00     | 2.487                                |
|   | 3.00     | 3.242                                |

Durante las etapas de creciente, el tubo fluye lleno de  $H = 0.72\ m$  y durante las etapas de recesión el flujo llega a ser de superficie libre cuando  $H = 0.691\ m$ . La siguiente tabla resume los resultados:

| $H\ (m)$            | $Q\ (m^3\ s^{-1})$ | <i>Tipo de flujo</i> |
|---------------------|--------------------|----------------------|
| Etapas de creciente |                    |                      |
| 0.236               | 0.165              | Canal abierto        |
| 0.467               | 0.451              | Canal abierto        |
| 0.691               | 0.785              | Canal abierto        |
| 0.720               | 0.805              | Flujo a presión      |
| 1.00                | 1.364              | Flujo a presión      |
| 2.00                | 2.487              | Flujo a presión      |
| 3.00                | 3.242              | Flujo a presión      |
| Etapas de recesión  |                    |                      |
| 2.00                | 2.487              | Flujo a presión      |
| 1.00                | 1.364              | Flujo a presión      |
| 0.72                | 0.805              | Flujo a presión      |
| 0.691               | 0.723              | Flujo a presión      |
| 0.691               | 0.785              | Canal abierto        |
| 0.467               | 0.451              | Canal abierto        |
| 0.236               | 0.165              | Canal abierto        |

Ejemplo 10.4

Examinar la relación caudal-elevación para el alcantarillado del ejemplo 10.3 si la pendiente del lecho es 1 en 100.

Solución

Los niveles de creciente son los siguientes.

1. Para el canal abierto, los cálculos preliminares indican ahora que la pendiente es empinada, de ahí que el control esté en la entrada, con la profundidad crítica en ella. La ecuación de la energía en la entrada da:

$$H = 1.5V^2/2g + y = 1.75y_c.$$

(v)

| $y_c \text{ (m)}$ | $H \text{ (m)}$    | <i>Tipo</i>  | $Q \text{ (m}^3 \text{ s}^{-1}\text{)}$ |
|-------------------|--------------------|--------------|---|
| 0.2               | 0.35               | Libre        | 0.336                                   |
| 0.4               | 0.70               | Libre        | 0.951                                   |
| 0.6               | 1.50 ( $> 1.2 D$ ) | Sumergido    | –                                       |
| 0.411             | 0.72 ( $= 1.2 D$ ) | Apenas libre | 0.990                                   |

2. Para el orificio [ecuación (iii)],

| $H \text{ (m)}$ | <i>Tipo</i> | $Q \text{ (m}^3 \text{ s}^{-1}\text{)}$ | $y_0 \text{ (m)}$ [ecuación (i)] |
|-----------------|-------------|---|----------------------------------|
| 0.72            | Orificio    | 1.29                                    | 0.36                             |
| 1.00            | Orificio    | 1.66                                    | 0.44                             |
| 2.00            | Orificio    | 2.58                                    | 0.61 ( $> D$ )                   |
| 1.95            | Orificio    | 2.54                                    | 0.60                             |

3. Para flujo a presión [ecuación (iv)],

$$Q = 2.08 (H - 0.3)^{1/2} \text{ para } S_0 = 1/100.$$

| $H \text{ (m)}$    | <i>Tipo</i>       | $Q \text{ (m}^3 \text{ s}^{-1}\text{)}$ | $y_0 \text{ (m)}$ [ecuación (i)] |
|--------------------|-------------------|---|----------------------------------|
| 1.95               | Flujo a presión   | 2.67                                    |                                  |
| 2.00               | Flujo a presión   | 2.71                                    |                                  |
| 3.00               | Flujo a presión   | 3.42                                    |                                  |
| Etapas de recesión |                   |   |                                  |
| 3.00               | Flujo a presión   | 3.42                                    |                                  |
| 2.00               | Flujo a presión   | 2.71                                    |                                  |
| 1.95               | Flujo a presión   | 2.67                                    |                                  |
| 1.74               | ← Flujo a presión | ← 2.50                                  | ← 0.60                           |
| 1.74 →             | Orificio →        | 2.37                                    |                                  |
| 1.00               | Orificio          | 1.66                                    |                                  |
| 0.72               | Orificio          | 1.29                                    |                                  |
| 0.72               | Apenas libre      | 0.99                                    |                                  |
| 0.70               | Libre             | 0.951                                   |                                  |
| 0.35               | Libre             | 0.336                                   |                                  |

Ejemplo 10.5

La creciente de diseño para un periodo de retorno de 20 años es  $15 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . Con los siguientes datos diseñar una estructura de drenaje transversal de tipo alcantarillado con un terraplén alto: longitud de la alcantarilla = 30 m; pendiente 1.5%; tubería disponible, tuberías corrugadas con diámetros múltiplos de 250 mm; Manning  $n = 0.024$ . El tubo sobresale del terraplén sin muros en los extremos, con un coefi-

ciente de pérdida de energía a la entrada de 0.9. El nivel del agua máximo permisible en la cabeza es 4 m por encima de la solera con un flujo en el tubo lleno.

### Solución

Para flujo a tubería llena la ecuación de energía da:

$$H + 30 \times 0.015 = D + 0.9 V^2 / 2g + (Vn)^2 L / R^{4/3} + V^2 / 2g. \quad (\text{vi})$$

La ecuación (vi) arroja el siguiente resultado:

| $D \text{ (m)}$ | $H \text{ (m)}$ |
|-----------------|-----------------|
| 1.500           | 12.61           |
| 2.000           | 4.74            |
| 2.500           | 3.25            |
| 2.250           | 3.70            |

Por tanto, se debe colocar un diámetro de 2.25 m para el tubo  $H \leq 4.0$  m.

Verificar las condiciones de flujo:

$$H/D = 3.70/2.25 = 1.65 > 1.2$$

De aquí que la entrada sea sumergida. Utilizando la ecuación de Manning con el máximo caudal, el diámetro requerido para que el flujo sea apenas libre es 2.32 m, que es mayor que el diámetro suministrado. Por consiguiente, el tubo fluye lleno (a presión).

Nótese que una entrada mejorada reducirá considerablemente la pérdida de cabeza y permitirá utilizar un tubo de diámetro más pequeño para evacuar el flujo de la creciente. Por ejemplo, una entrada acampanada (coeficiente de pérdida = 0.25) producirá una cabeza de 3.93 m ( $< 4.0$  m) con un tubo de 2.00 m de diámetro.

---

### Ejemplo 10.6

El puente de una carretera de siete luces de igual longitud cruza un río de 106 m de ancho. La pila tienen 2.5 m de espesor, con extremos semicirculares, y su relación longitud-ancho es de 4. La información de la corriente es la siguiente: caudal =  $500 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ ; profundidad del flujo aguas abajo del puente = 2.50 m. Determinar la sobrelevación aguas arriba del puente.

### Solución

La velocidad aguas abajo de la sección,  $V_3 = 500/106 \times 2.5 = 1.887 \text{ m s}^{-1}$ . Por tanto, el número de Froude,  $Fr_3 = 0.381$ . Las condiciones del flujo dentro de las



pilas son las siguientes: valor límite de  $\sigma \approx 0.55$  [ecuación (10.14)], mientras que el valor de  $\sigma$  suministrado  $= b/B = 13/15.5 = 0.839$ . Puesto que este valor de  $\sigma$  es mayor que su valor límite, las condiciones del flujo entre las pilas son subcríticas. Si se utiliza la ecuación (10.12) con  $K = 0.9$  (tabla 10.3) y  $\alpha = 1 - \sigma = 0.161$ , la sobrelevación,  $\Delta y = 5.41 \times 10^{-2}$  m.

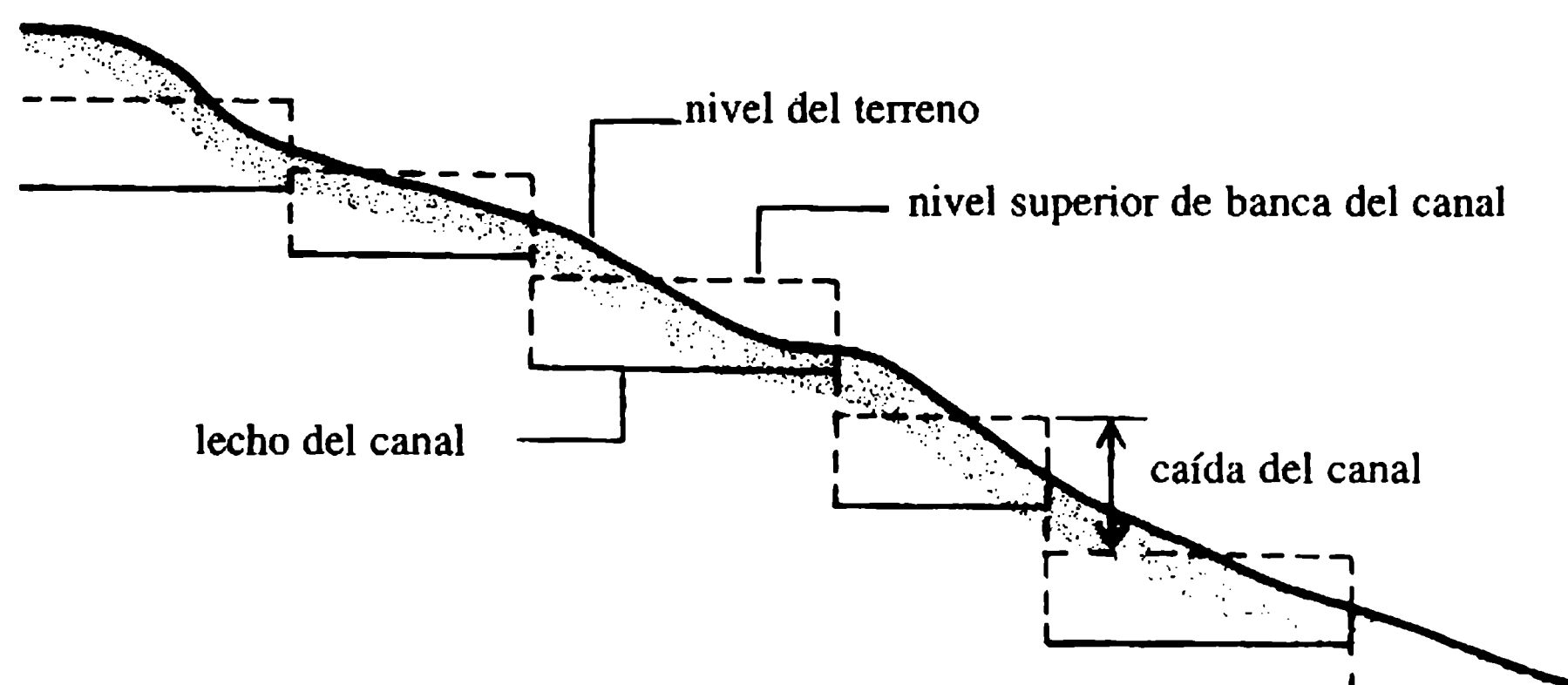
### 10.3 Estructuras de caída

#### 10.3.1 INTRODUCCIÓN

Una estructura de caída es una estructura de regulación que disminuye el nivel del agua a lo largo de su curso. En general, la pendiente de un canal es más moderada que la del terreno, como resultado de lo cual un canal construido en corte en su cabecera, pronto superará la superficie del terreno. Para evitar rellenos excesivos, el nivel del lecho del canal aguas abajo se disminuye y los dos tramos se conectan mediante una estructura de caída apropiada (figura 10.13).

La caída se localiza de tal manera que los rellenos y los cortes del canal se equilibren en lo posible. Cuando sea factible, la estructura de caída también puede combinarse con un regulador o un puente. La localización de una captación de un canal también influencia el sitio de caída, situando las captaciones aguas arriba de la estructura de caída.

Las caídas del canal pueden utilizarse para desarrollos hidroeléctricos, utilizando turbinas de tipo propulsión o bulbo. Es conveniente colocar gran número de caídas pequeñas o de tamaño medio, en especial donde las redes eléctricas existentes estén alejadas de las granjas. Tal red de microinstalaciones es en extremo útil para el bombeo de aguas subterráneas, la operación de equipo agrícola, las industrias en los pueblos, etc. Sin embargo, se debe considerar la relativa economía que implica el colocar un gran número de pequeñas caídas con respecto a la que implicaría un número pequeño de caídas grandes. Esta segunda posibilidad puede producir un movimiento de tierras desbalanceado pero, por otra parte, puede ayudar a obtener ahorros en el costo global de las estructuras de caída.



**Figura 10.13** Localización de caídas del canal.

En general, las caídas se colocan con una pared de cresta baja y se subdividen en los siguientes tipos: (i) caída vertical, (ii) caída inclinada y (iii) caída en tubería.

### 10.3.2 ESTRUCTURAS DE CAÍDA VERTICAL

#### a. Caída común (recta)

La estructura de caída común, en donde la napa aireada cae libremente (flujo modular) golpeando el piso del tanque aguas abajo y cuya circulación turbulenta en la piscina por debajo de la napa contribuye a la disipación de energía, se muestra en la figura 10.14.

Las siguientes ecuaciones establecen la geometría de la estructura de una manera apropiada para pendientes empinadas:

$$\text{número de caída, } D_r = q^2 / g d^3 \quad (10.28)$$

donde  $q$  es el caudal por metro de ancho;

$$\text{longitud del tanque, } L_B / d = 4.3 D_r^{0.27} + L_j / d; \quad (10.29)$$

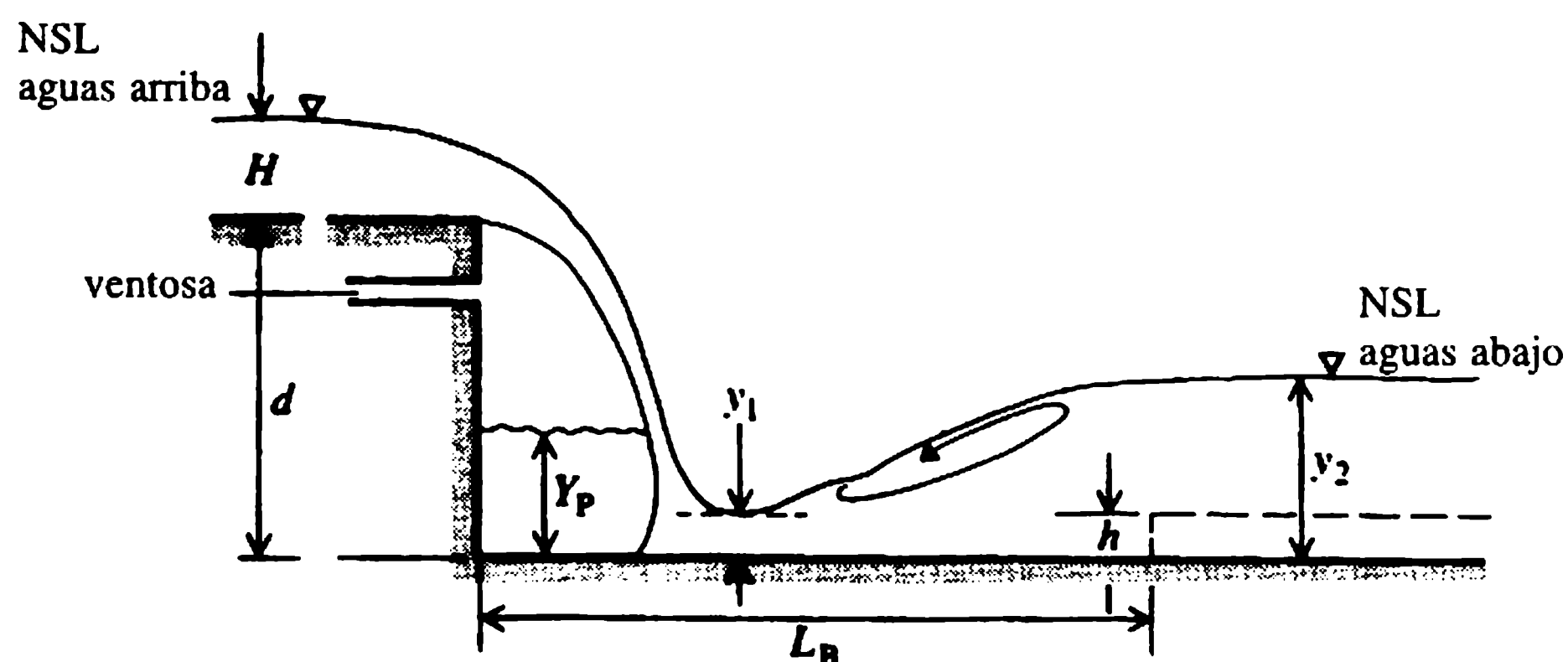
$$\text{profundidad de la piscina bajo la napa, } Y_p / d = D_r^{0.22}; \quad (10.30)$$

$$\text{profundidades secuentes, } y_1 / d = 0.54 D_r^{0.425}; \quad (10.31)$$

$$y_2 / d = 1.66 D_r^{0.27}; \quad (10.32)$$

donde  $d$  es la altura de la cresta de la caída por encima del piso del tanque y  $L$  la longitud del salto.

Es conveniente colocar un pequeño escalón hacia arriba,  $h$  (alrededor de  $0.5 < h/y_1 < 4$ ), en el extremo del piso del tanque, para fijar la formación del resalto hidráulico. Forster y Skrinde (1950) desarrollaron unos diagramas para el diseño de esa elevación abrupta.



**Figura 10.14** Estructura de caída común (Bos, 1976).

El tanque de tipo bloque de impacto USBR (Kraatz y Mahajan, 1975) también proporciona una buena disipación de energía para cabezas bajas y es apropiado si el nivel del cauce aguas abajo (NAA) es mayor que la profundidad secunte,  $y_2$ . Las siguientes son las dimensiones sugeridas para tal estructura (figura 10.15):

$$\text{longitud del tanque, } L_B = L_d + 2.55y_c; \quad (10.33)$$

$$\text{localización del bloque de impacto, } L_d + 0.8y_c; \quad (10.34)$$

$$\text{mínima profundidad del cauce aguas abajo, } y_2 \geq 2.15y_c; \quad (10.35)$$

$$\text{altura del bloque de impacto, } 0.8y_c; \quad (10.36)$$

$$\text{ancho y espaciamiento del bloque de impacto, } 0.4y_c; \quad (10.37)$$

$$\text{altura del umbral del extremo, } 0.4y_c; \quad (10.38)$$

$$\text{altura mínima de la pared lateral, } y_2 + 0.85y_c; \quad (10.39)$$

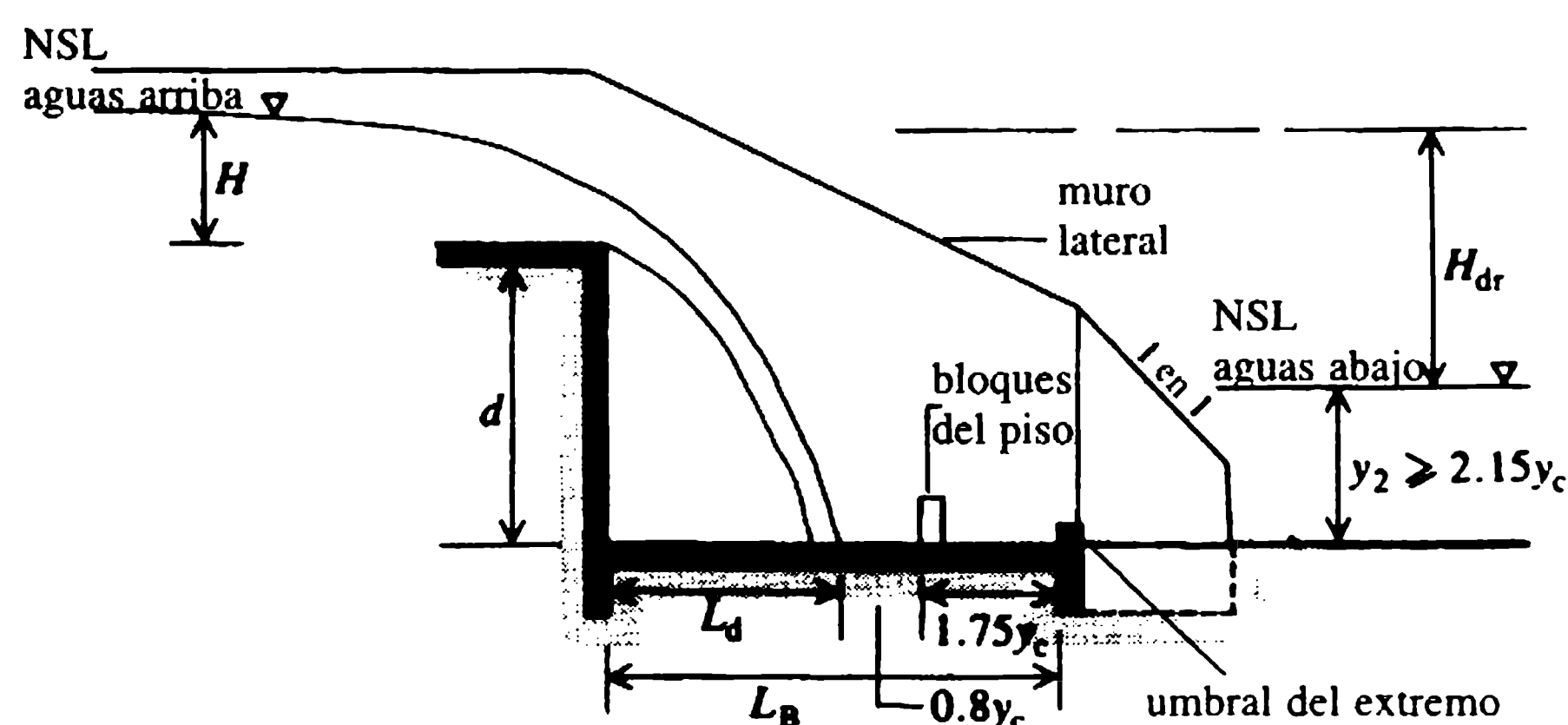
donde  $y_c$  es la profundidad crítica.

Los valores de  $L_d$  pueden obtenerse a partir de la figura 10.16.

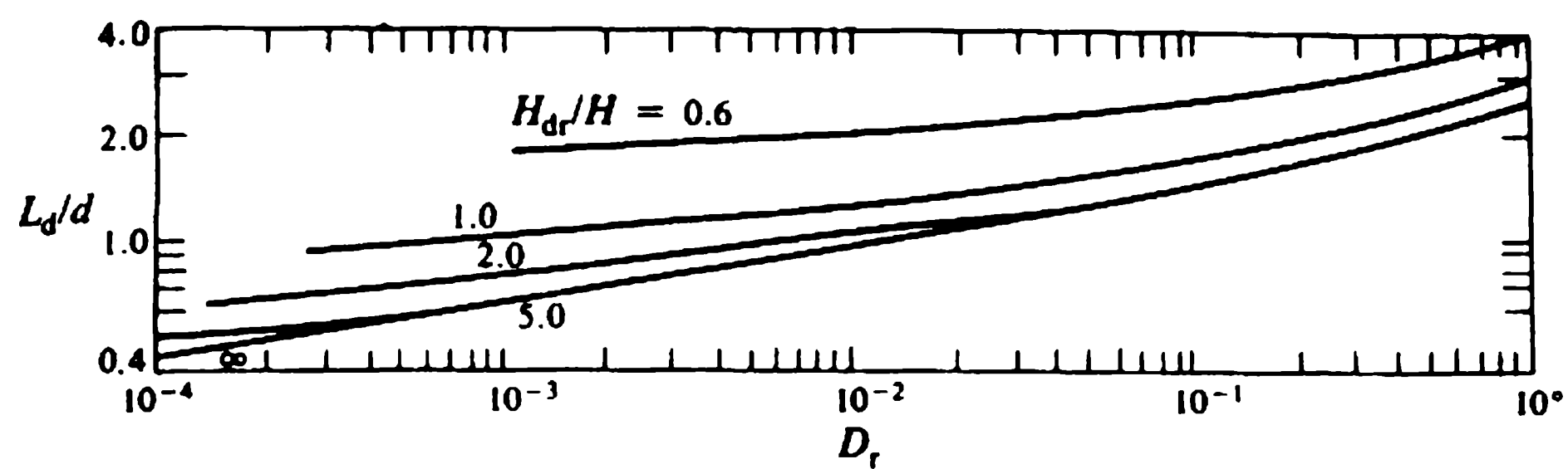
#### b. Caída de tipo Sarda (India)

Ésta es una caída con cresta elevada con un impacto vertical, que consta de una pared de cresta, muros de defensa aguas arriba y aguas abajo, un piso impermeable y una cisterna, y obras de protección de las orillas y del lecho aguas abajo (figura 10.17).

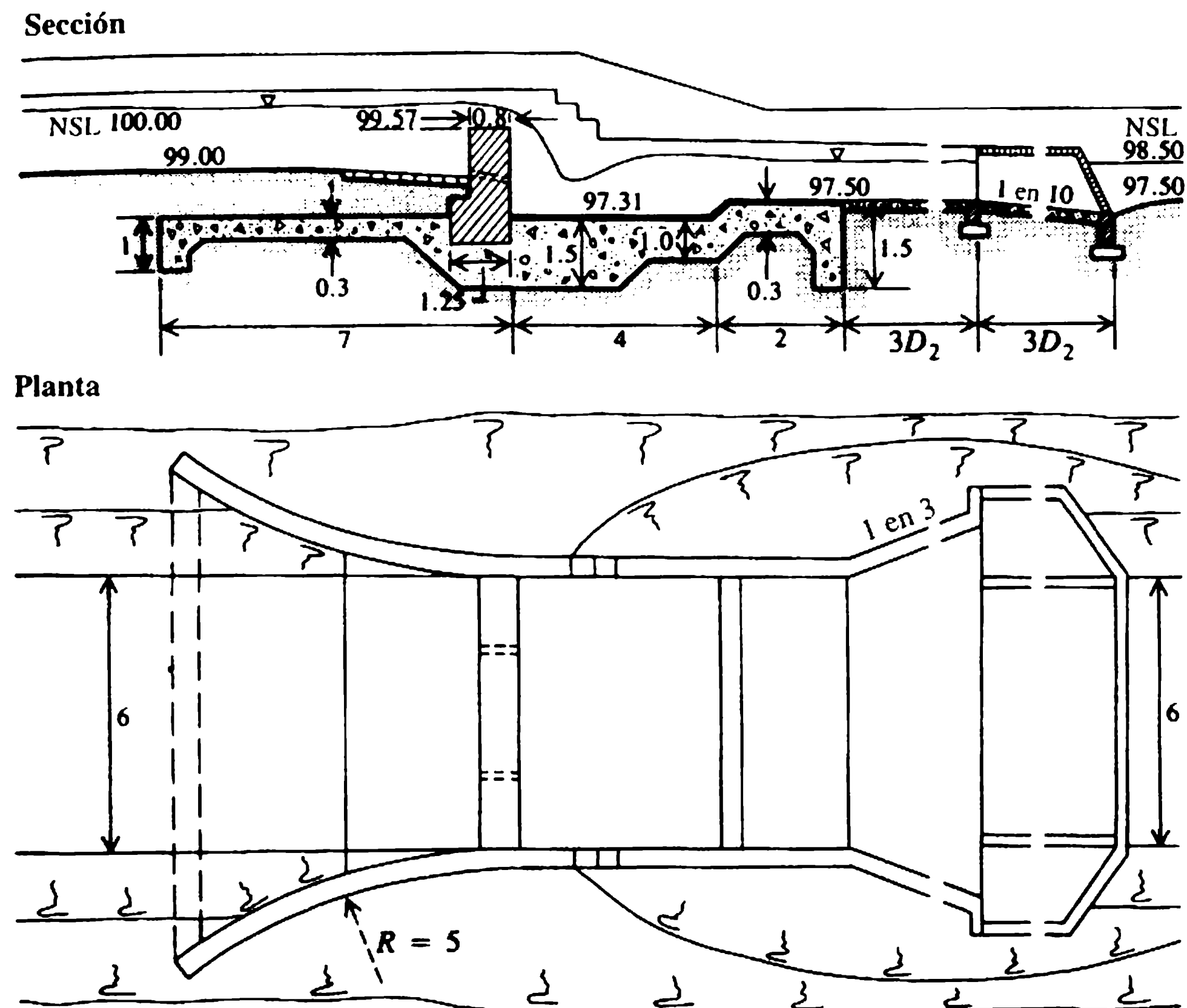
El diseño de la cresta se lleva a cabo de la siguiente manera: la longitud de la cresta se mantiene normalmente igual al ancho del lecho del canal; sin embargo, un incremento en la longitud en una cantidad igual a la profundidad del flujo es responsable de cualquier incremento futuro en el caudal. Para reducir el costo de construcción de la caída es posible canalizar. Una caída canalizada con una relación de



**Figura 10.15** Tanque de tipo bloque de impacto (Bos, 1976).



**Figura 10.16** Valores de  $L_d/d$  (Bos, 1976).



**Figura 10.17** Esquema de la caída de tipo Sarda (ejemplo 10.7); dimensiones en metros.

canalización igual a  $2F_1$ , donde  $F_1$  es el número de Froude del flujo de aproximación, no crea obstrucción aguas arriba de la caída. Un canal no se canaliza más allá del 50%. Siempre que se canalice, deben colocarse transiciones aguas arriba (contracción) y aguas abajo (expansión) (figura 10.3).

El nivel de la cresta debe fijarse para no crear cambios en los niveles de agua aguas arriba (efectos de remanso o de descenso del nivel). Si el nivel reducido (NR) del nivel de suministro total (NST) es  $Y$ , el NR de la línea de energía total (LET) es:

$$E = Y + V_a^2/2g \quad (10.40)$$

donde  $V_a$  es la velocidad de aproximación.

Si  $L_e$  es la longitud efectiva de la cresta, la cabeza que produce el flujo está dada por la fórmula de vertedero:

$$H = (Q/C_d L_e)^{2/3} \quad (10.41)$$

donde  $Q$  es el caudal y  $C_d$  es el coeficiente de descarga de la cresta. Por tanto, el NR de la cresta es  $E - H$ .

Se utilizan dos tipos de cresta (figura 10.18); rectangular para caudales hasta de  $10 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  y trapezoidal para caudales mayores (ver Punmia y Lal, 1977).

Los siguientes son criterios de diseño establecidos mediante estudios extensivos en modelos en el Irrigation Research Institute, IRI (Instituto de Investigación de Irrigación) en India.

1. Para una cresta rectangular,

$$\text{ancho superior, } B = 0.55d^{1/2} \text{ (m)}, \quad (10.42)$$

$$\text{ancho de la base, } B_1 = (H + d)/S_s, \quad (10.43)$$

donde  $S_s$  es la densidad relativa del material de la cresta (para mampostería,  $S_s \approx 2$ ). El caudal está dado por la siguiente fórmula:

$$Q = 1.835 L H^{3/2} (H/B)^{1/6}. \quad (10.44)$$

2. Para una cresta trapezoidal,

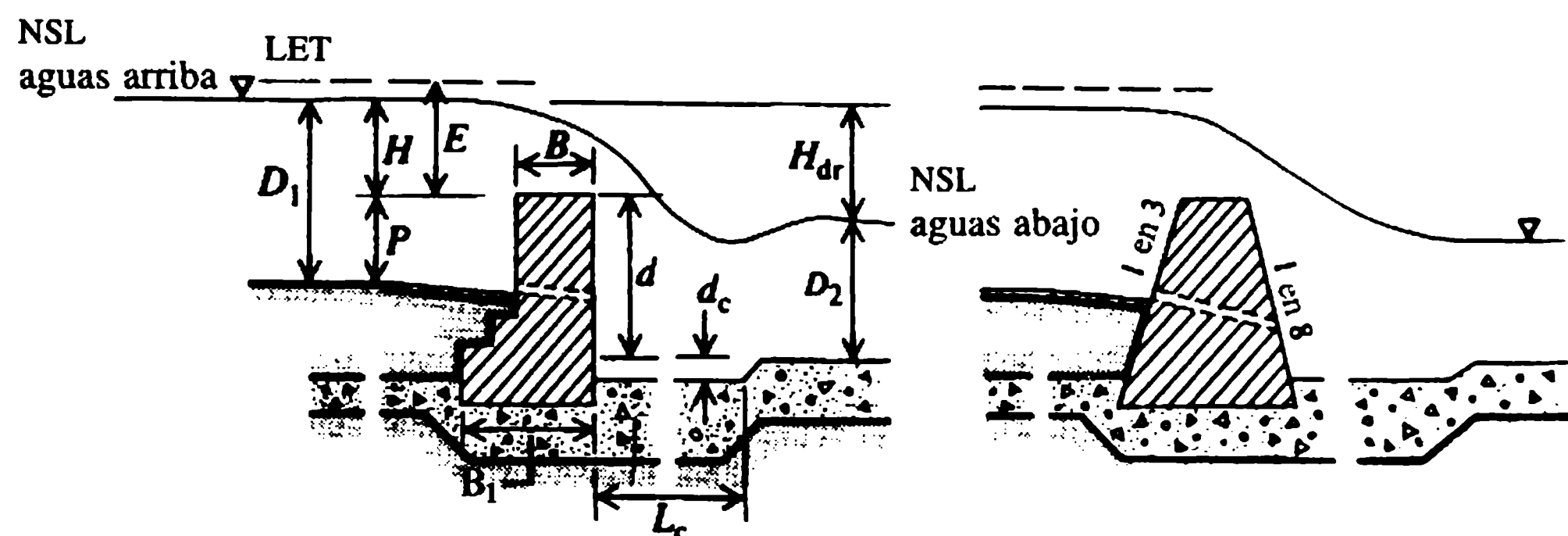
$$\text{ancho superior, } B = 0.55(H + d)^{1/2} \text{ (m)}. \quad (10.45)$$

En general, para el ancho de la base,  $B_1$ , se recomiendan pendientes aguas arriba y aguas abajo alrededor de 1 a 3 y 1 a 8. El caudal está dado por la siguiente fórmula:

$$Q = 1.99 L H^{3/2} (H/B)^{1/6}. \quad (10.46)$$

(a) Cresta rectangular

(b) Cresta trapezoidal



**Figura 10.18** Crestas de caída Sarda.

3. El diseño de la cisterna es el siguiente:

$$\text{longitud, } L_c = 5(EH_{dr})^{1/2}; \quad (10.47)$$

$$\text{profundidad, } d_c = \frac{1}{4}(EH_{dr})^{2/3}. \quad (10.48)$$

4. La longitud mínima del piso impermeable aguas abajo de la cresta,

$$L_{bd} = 2(D_1 + 1.2) + H_{dr}. \quad (10.49)$$

### c. Caída de tipo YMGT (Japón)

Este tipo de caída se utiliza de ordinario en secciones canalizadas apropiadas para canales pequeños, canales de riego, etc., con caudales hasta de  $1 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  (figura 10.19). Los siguientes son los criterios de diseño recomendados:

1. altura del umbral,  $P$  varía de 0.06 m a 0.14 m con el caudal unitario  $q$  entre 0.2 y  $1.0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ m}^{-1}$ ;

2. profundidad de la cisterna,  $d_c = 1/2(E_c H_{dr})^{1/2} \quad (10.50)$

3. longitud de la cisterna,  $L_c = 2.5L_d, \quad (10.51)$

donde  $L_d = L_{d1} + L_{d2}$  y

$$L_{d1}/E_c = 1.155 [(P'/E_c) + 0.33]^{1/2}, \quad (10.52)$$

$$L_{d2} = (D_2 + d_c) \cot \alpha, \quad (10.53)$$

$$\cot \alpha = y_c/L_{d1}. \quad (10.54)$$

Alternativamente, también se pueden adoptar las recomendaciones del IRI, India (sección previa).

### d. Caída de vertedero rectangular con cresta elevada (Francia)

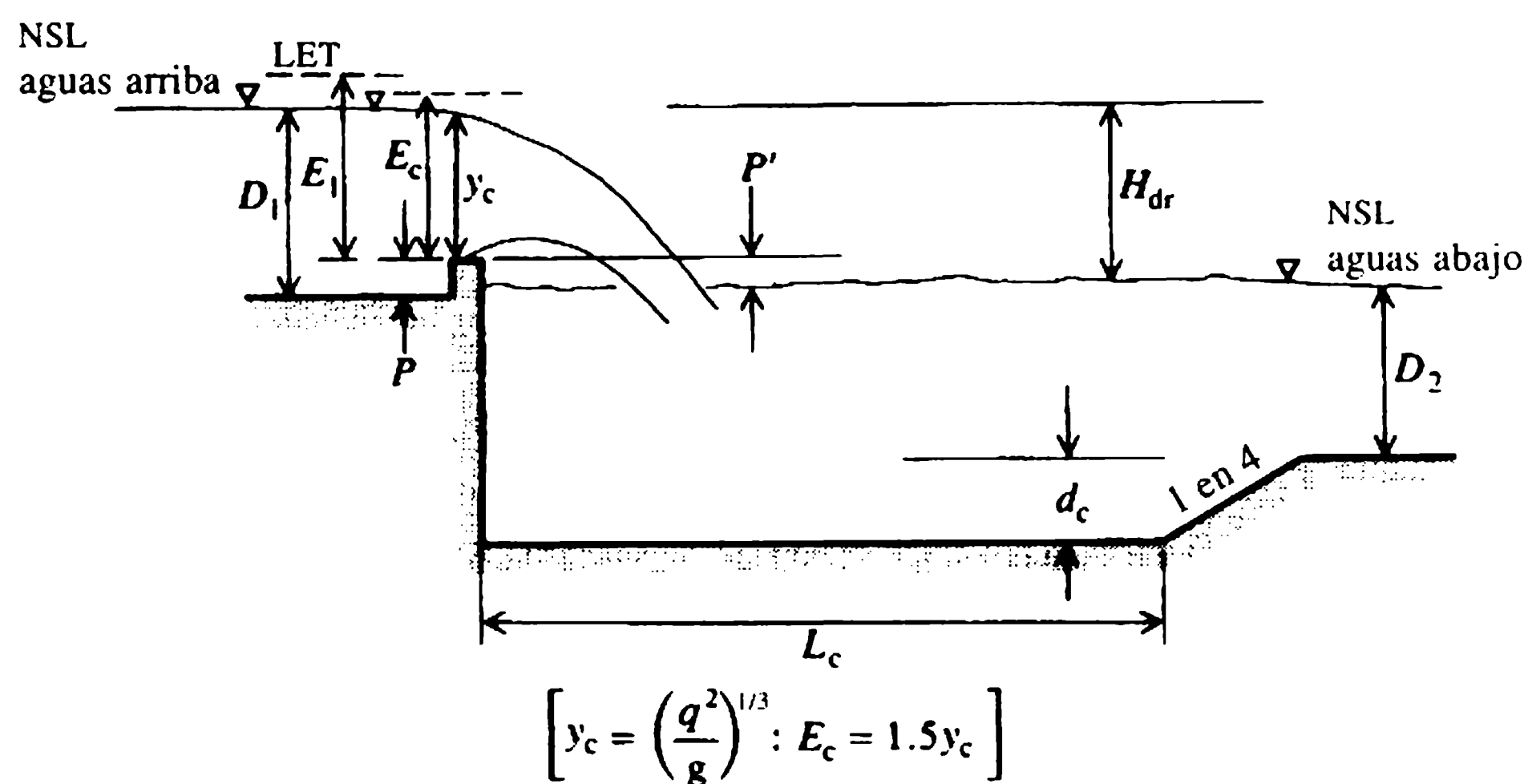
En SOGREAH (Kraatz y Mahajan, 1975) se han desarrollado estructuras simples apropiadas para caídas verticales hasta de 7 m (para anchos de lechos de canales de 0.2-1 m) con profundidades (al nivel de suministro total, NST) de 0.1-0.7 m: la figura 10.20 muestra los detalles de diseño.

1. Para el diseño de la cresta,

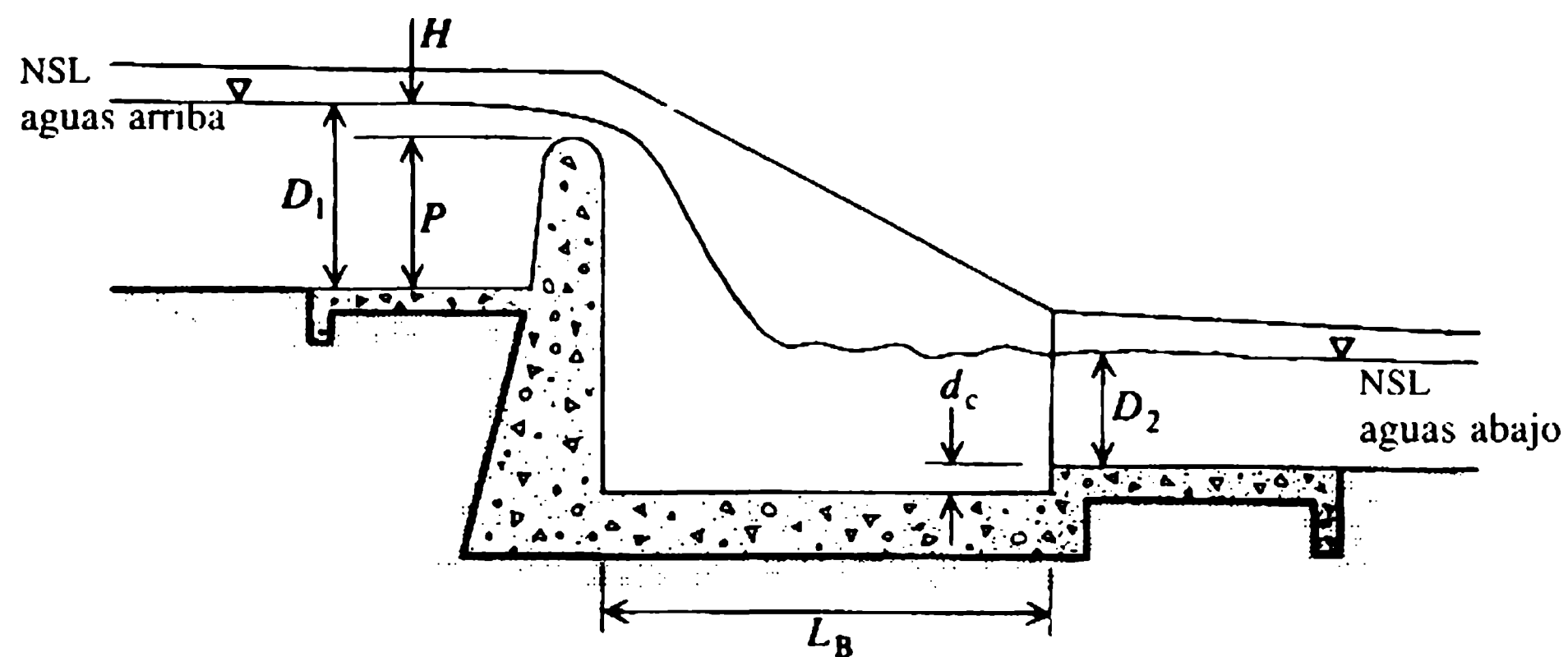
$$\text{caudal, } Q = CL (2g)^{1/2} H^{3/2}, \quad (9.29)$$

donde  $C = 0.36$  para el paramento vertical aguas arriba de la pared de la cresta y 0.40 para el paramento redondeado aguas arriba (5-10 cm). La longitud de la cresta,  $L = L_B - 0.10 \text{ m}$  para un canal trapezoidal y  $B_1$  (el ancho del lecho) para canales rectangulares.





**Figura 10.19** Caída de tipo YMGT, Japón (Kraatz y Mahajan, 1975).



**Figura 10.20** Caída de vertedero rectangular con cresta elevada, Francia (Kraatz y Mahajan, 1975).

2. Para el diseño de la cisterna,

$$\text{volumen del tanque, } V = QH_d/150 \text{ (m}^3\text{)}, \quad (10.55)$$

$$\text{ancho del tanque, } W_{\text{B}} = V/[L_{\text{B}}(D_2 + d_c)], \quad (10.56)$$

donde la profundidad del tanque,  $d_c \cong 0.1-0.3$  m.

### 10.3.3 CAÍDAS INCLINADAS O RÁPIDAS

**a. Rápida común**

Este tipo de caídas tiene una cara inclinada hacia aguas abajo (entre  $1/4$  y  $1/6$ , llamada glacis) seguida de cualquier tipo convencional de tanque de amortiguación de

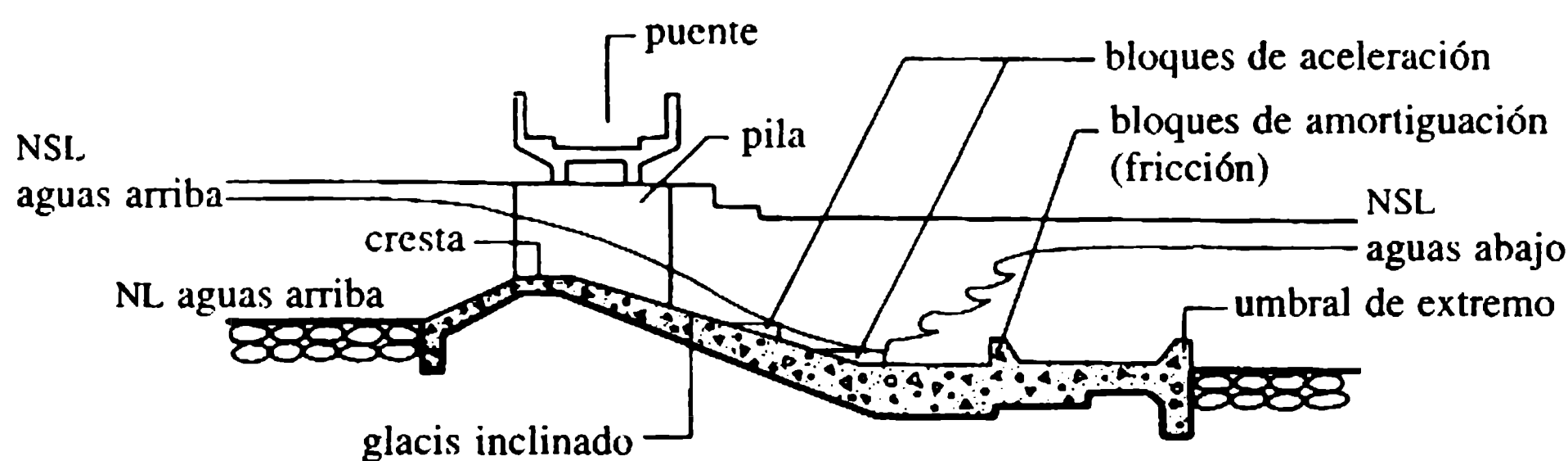
baja cabeza; por ejemplo SAF o USBR de tipo III (capítulo 5). La descripción esquemática de una caída de tipo glacis con tanque de amortiguación USBR de tipo III, recomendado para un amplio intervalo de caudales y alturas de caídas, se muestra en la figura 10.21.

### b. Caída rápida de tipo inclinada (India)

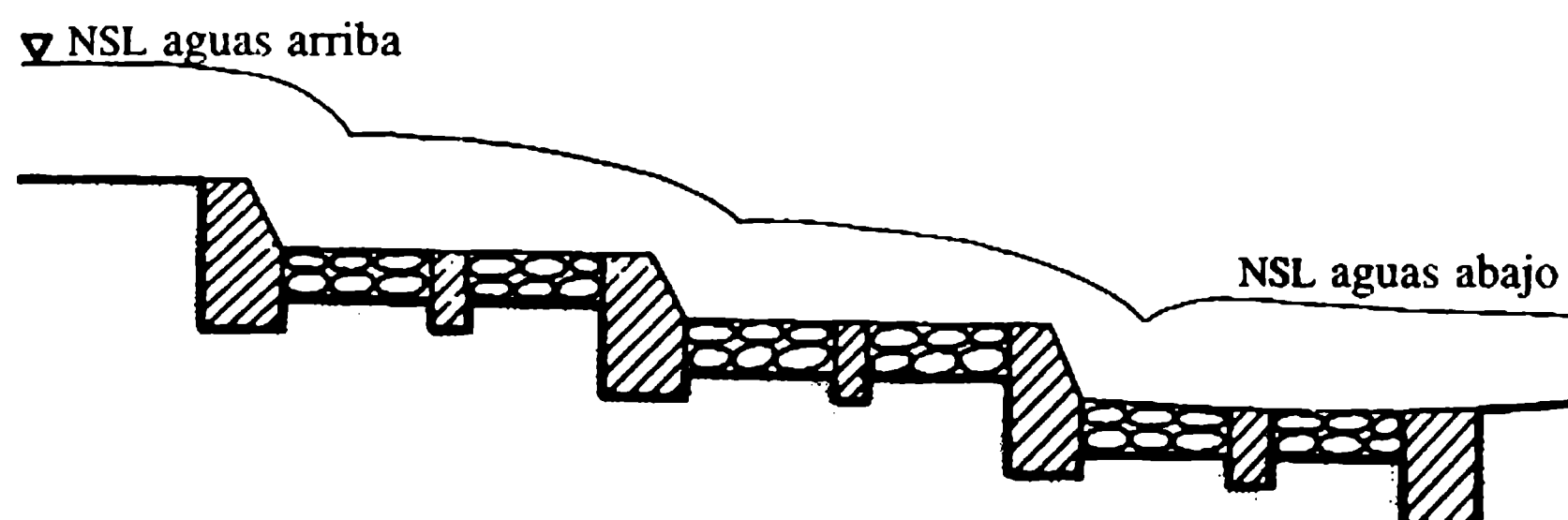
Este tipo de caída es económico en áreas donde se disponga con facilidad de la piedra, y se utiliza para caudales pequeños hasta de  $0.75 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  con caídas hasta de 1.5 m. Consiste en un glacis inclinado y largo entre 1 a 10 y 1 a 20, el cual ayuda a la formación del resalto hidráulico; la pendiente moderada hace posible la navegación sin interrupción para pequeñas embarcaciones (por ejemplo, de madera).

### c. Caída de tipo escalonada o cascada

Consiste en pisos recubiertos con piedra entre una serie de bloques de vertedero que actúan como presas de detención y se utilizan en canales de pequeños caudales; por ejemplo, la cola del escape de un canal principal. Un diagrama esquemático de este tipo de caída se muestra en la figura 10.22.



**Figura 10.21** Caída de tipo glacis inclinada con tanque de amortiguación USBR de tipo III.



**Figura 10.22** Caída de tipo escalonada o cascada.

#### 10.3.4 CAÍDAS ENTUBADAS

Una caída entubada es la estructura más económica comparada con una caída inclinada para caudales pequeños hasta de  $50 \text{ l s}^{-1}$ . En general, está equipada con una compuerta de detención en su extremo aguas arriba y se le instala una rejilla (barrera para los desechos) para prevenir las obstrucciones a la entrada.

##### a. Estructura de caída de tipo pozo

Una caída de tipo pozo (figura 10.23) consiste en un pozo rectangular y una tubería seguida por un delantal aguas abajo. La mayor parte de la energía se disipa en el pozo; este tipo de caída es apropiada para caudales bajos (hasta  $50 \text{ l s}^{-1}$ ) y caídas grandes (2-3 m), y se utiliza en la fuga de canales pequeños.

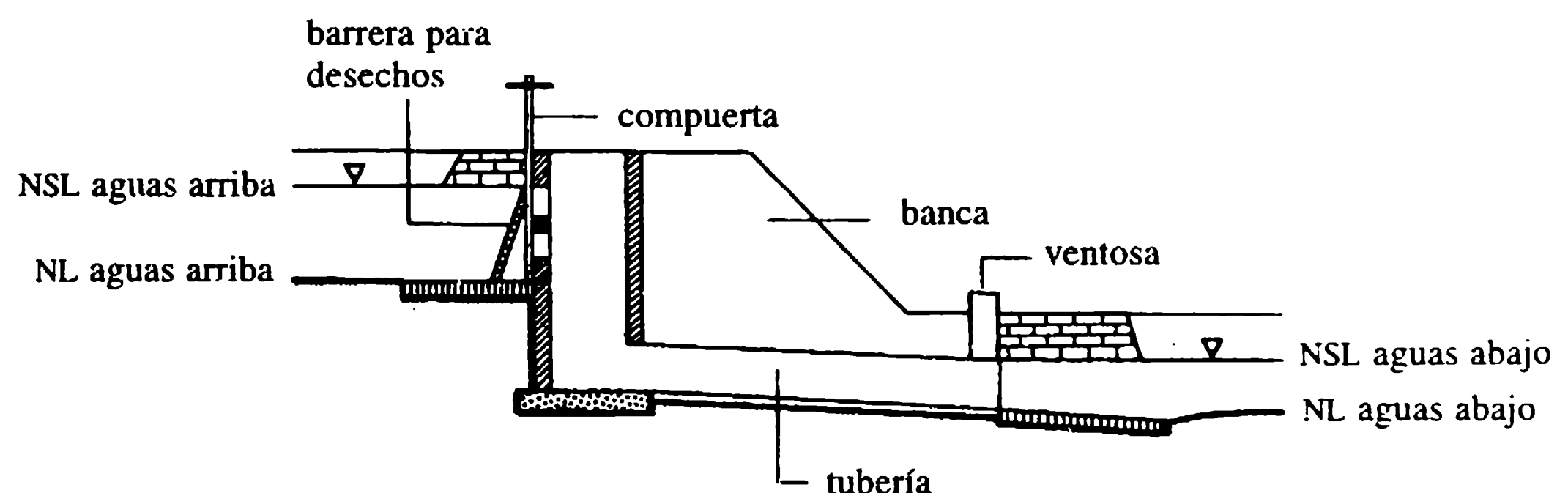
##### b. Caída tubificada

Esta es una estructura económica utilizada de ordinario en canales pequeños. Consiste en una tubería (fundida en concreto) que algunas veces puede estar muy inclinada hacia aguas abajo (USBR y prácticas USBR) para hacer frente a caídas grandes. Sin embargo, un dissipador de energía apropiado (por ejemplo, un tanque de amortiguación con un umbral en el extremo) debe colocarse en el extremo aguas abajo de la tubería.

#### 10.3.5 ESTRUCTURAS DE CAÍDA PARA GRANJAS

Este tipo de estructuras es en lo básico similar en su funcionamiento a las utilizadas en los canales de distribución; se diferencian sólo en que son más pequeñas y que su construcción es más simple.

La caída de tipo abertura de una estructura de caída para granjas (prefundida en concreto o de madera) consta de una (más comúnmente) abertura trapezoidal en una pared con cresta a través del canal, con aparatos apropiados de dissipación de energía aguas abajo de la caída. También puede utilizarse como una estructura de medición de caudales.



**Figura 10.23** Estructura de caída de tipo pozo.

Los detalles de una caída de retención de concreto con una abertura rectangular, utilizadas con amplitud en Estados Unidos, se muestran en la figura 10.24. Para caudales de hasta alrededor de  $0.5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , se recomienda que la caída en el nivel del piso aguas abajo ( $C$ ) sea aproximada a 0.2 m y la longitud del delantal ( $L$ ) entre 0.75 m y 1.8 m para caídas ( $D$ ) entre 0.3 y 0.9 m.

### Ejemplo 10.7

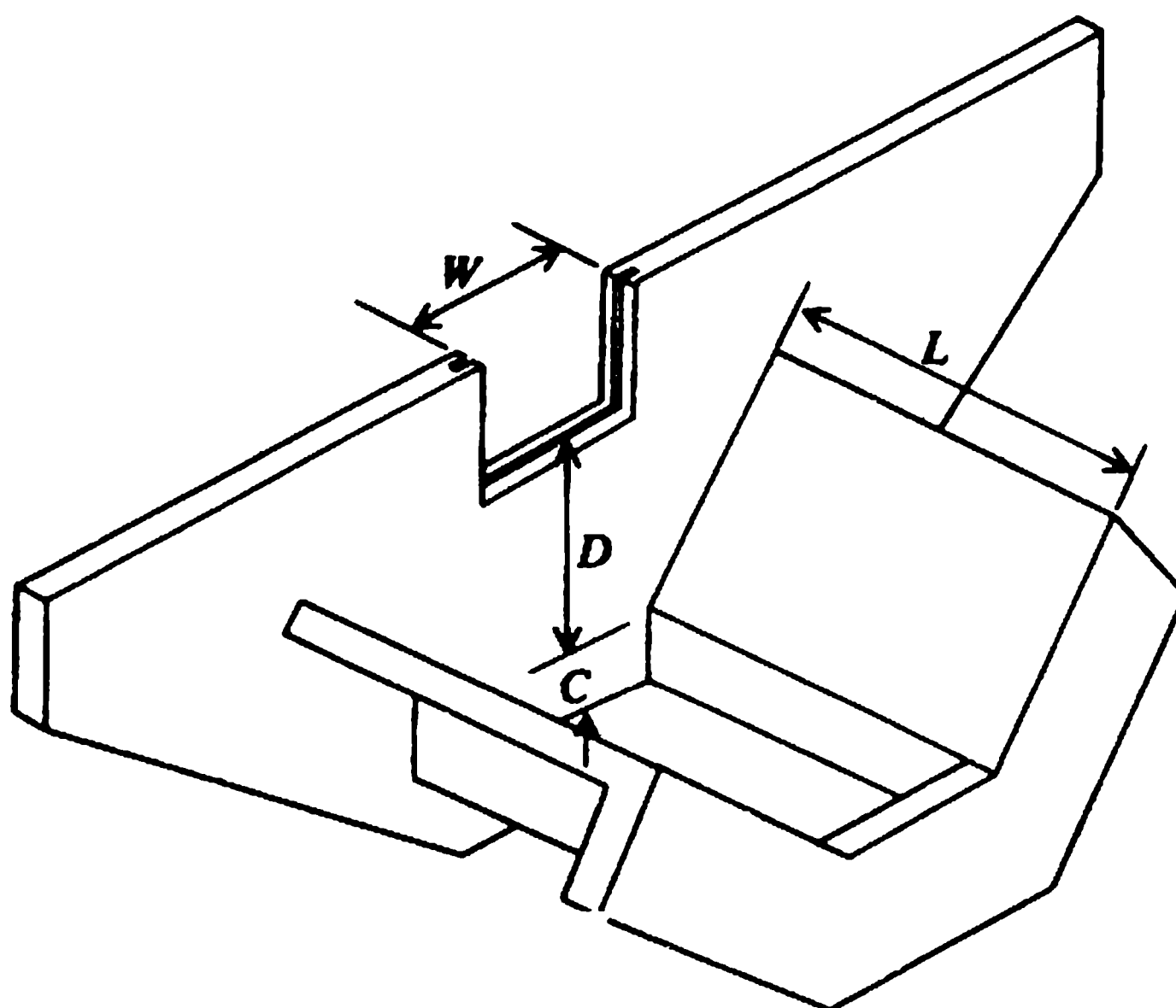
Diseñar una caída de tipo Sarda utilizando la siguiente información: caudal de suministro total  $= 2.8 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ ; nivel de suministro total aguas arriba  $= 100.00 \text{ m PED}$ ; nivel de suministro total aguas abajo  $= 98.50 \text{ m PED}$ ; nivel del lecho aguas arriba  $= 99.00 \text{ m PED}$ ; nivel del lecho aguas abajo  $= 97.50 \text{ m PED}$ ; ancho del lecho aguas arriba  $= 6.00 \text{ m}$ ; ancho del lecho aguas abajo  $= 6.00 \text{ m}$ ; caída,  $H_{dr} = 1.50 \text{ m}$ ; gradiente de salida seguro del subsuelo  $= 1 \text{ a } 5$ .

### Solución

#### Diseño de la cresta

Adoptar una cresta rectangular (figura 10.18).  $B = 0.55 d^{1/2}$ ; para una cresta trapezoidal,  $B = 0.55 (H + d)^{1/2}$  y  $H + d = D_1 + 99.00 - 97.50 = 2.5 \text{ m}$ . De ahí que  $B$  (cresta trapezoidal)  $= 0.87 \text{ m}$ . Escoger una cresta rectangular, ancho  $B = 0.80 \text{ m}$ . Se adopta una longitud de la cresta de  $L = 6 \text{ m}$ , la ecuación (10.51) arroja la cabeza sobre la cresta,

$$H = 0.43 \text{ m}$$



**Figura 10.24** Caída de tipo abertura: caída de retención de concreto (Estados Unidos).

Verificar B: nivel de la cresta  $= 100.00 - 0.43 = 99.57$  m PED. Por tanto,  $d = 99.57 - 97.50 = 2.07$  m y  $B = 0.55d = 0.79$  m. Por consiguiente, un ancho de la cresta de 0.8 m es satisfactorio.

El ancho de la base,  $B_1 = 1.25$  m [ecuación (10.50) con  $S_s = 2.0$ ]. La velocidad de aproximación (suponiendo un canal trapezoidal 1:1)  $= 2.8/(6 + 1) = 0.4$  m s<sup>-1</sup>. En consecuencia, el nivel o línea de energía total aguas arriba (LET)  $= 100.000 + 0.008 = 100.008$  m PED y  $E = 100.008 - 99.57 = 0.438$  m.

La profundidad de la cisterna,  $d_c = 0.19$  m [ecuación (10.55)], y la longitud de la cisterna,  $L_c \approx 4$  m [ecuación (10.54)]. El NR del lecho de la cisterna  $= 97.50 - 0.19 = 97.31$  m PED.

### *Diseño del piso impermeable (el ejemplo 9.1 presenta los cálculos detallados)*

La cabeza de infiltración máxima,  $H_s = d$  (sin agua en el cauce aguas abajo y el nivel del agua aguas arriba en el nivel de la cresta). Si se adoptan profundidades nominales de los rastrillos aguas arriba y aguas abajo de 1 m y 1.5 m respectivamente, la longitud de la base del piso impermeable para un gradiente de salida de 1 a 5 es aproximado a 13 m. La longitud aproximada del piso impermeable aguas abajo de la cresta es de unos 6 m [ecuación (10.56)]. El espesor aproximado del piso aguas arriba (espesor nominal de 0.3 m) en el pie de la cresta es de unos 1.5 m, y a 5 m del pie es aproximadamente 0.14 m; se debe adoptar un mínimo de 0.3 m.

Se deben proveer dispositivos apropiados de disipación de energía (para caudales grandes) y obras de protección del lecho aguas arriba y aguas abajo. El esquema detallado de diseño se muestra en la figura 10.17.

## Referencias

- Blaisdell, F.W. and Anderson, C.L. (1988a) A comprehensive generalized study of scour at cantilevered pipe outlets. *Journal of Hydraulic Research*, **26** (4), 357–76.
- Blaisdell, F.W. and Anderson, C.L. (1988b) A comprehensive study of scour cantilevered pipe outlets. *Journal of Hydraulic Research*, **26** (5), 509–24.
- Bodhaine, G.L. (1976) *Measurement of Peak Discharge at Culverts by Indirect Methods*, Techniques of Water Resources Investigations of the USGS, Book 3, US Geological Survey, Washington, DC.
- Bonasoundas, M. (1973) *Strömungsvorgang und Kolkproblem*, Report 28, Oscar von Miller Institute, Technical University, Munich.
- Bos, M.G. (ed.) (1976) *Discharge Measurement Structures*, Laboratorium voor Hydraulica en Afvoerhydrologia, Wageningen.
- Breusers, H.N.C. and Raudkivi, A.J. (1991) *Scouring*, IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Vol. 2, Balkema, Rotterdam.
- Breusers, H.N.C., Nicollet, G. and Shen, H.W. (1977) Local scour around cylindrical piers. *Journal of Hydraulic Research*, **15** (3), 211–52.
- Chow, V.T. (1983) *Open Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, New York.
- Clark, A. and Novak, P. (1983) Local erosion at vertical piles by waves and currents, in *Proceeding of the IUTM Symposium on Seabed Mechanics*, Newcastle upon Tyne.
- d'Aubuisson, J.F. (1840) *Traité d'Hydraulique*, 2nd edn, Pitois, Levrault et Cie, Paris.

- Ettema, R. (1980) *Scour at Bridge Piers*, Report 216, School of Civil Engineering, University of Auckland.
- Fletcher, B.P. and Grace, J.L., Jr. (1974) *Practical Guidance for Design of Lined Channel Expansions at Culvert Outlets*, Technical Report H-74-9, US Army Engineers Waterways Experimental Station, Vicksburg.
- Forster, J.W. and Skrinde, R.A. (1950) Control of the hydraulic jump by sills. *American Society of Civil Engineers Transactions*, **115**, 973–87.
- Hinds, J. (1928) The hydraulic design of flume and siphon transitions. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, **92**, 1423–59.
- Inglis C. (1949) *The Behaviour and Control of Rivers and Canals*, Research Publication 13, Central Water Power Irrigation and Navigation Report, Poona Research Station.
- Kindsvater, C.E., Carter, R.W. and Tracy, H.J. (1953) *Computation of Peak Discharge at Contractions*, Circular 284, USGS.
- Kraatz, D.B. and Mahajan, I.K. (1975) *Small Hydraulic Structures – Irrigation and Drainage*, FAO, Rome, Papers 26/1 and 26/2.
- Laursen, E.M. (1962) Scour at bridge crossings. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Part 1, **127**, 166–209.
- Linsley, R.K. and Franzini, J.B. (1979) *Water Resources Engineering*, 3rd edn, McGraw-Hill, New York.
- Melville, B.W. (1975) *Local Scour at Bridge Sites*, Report 17, School of Civil Engineering, University of Auckland.
- Nagler, F.A. (1918) Obstruction of bridge piers to the flow of water. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, **82**, 334–95.
- Punmia, B.C. and Lal, P.B.B. (1977) *Irrigation and Water Power Engineering*, 4th edn, Standard Publishers, New Delhi.
- Ranga Raju, K.G. (1993) *Flow Through Open Channels*, 2nd edn, Tata McGraw-Hill, New Delhi.
- Richardson, J.R. and Richardson, E.V. (1994) Practical method for scour prediction at bridge piers, in *Hydraulic Engineering '94* (eds J.V. Cotroneo and R.R. Rumer), *Proceedings of the ASCE Conference*, Buffalo, NY, 1994, American Society of Civil Engineers, New York.
- Simons, D.B. and Stevens, M.A. (1972) Scour control in rock basins at culvert outlets, in *River Mechanics*, Vol. II (ed. H.W. Shen), Chapter 24.
- UPIRI (1940) Technical Memorandum 5, Uttar Pradesh Irrigation Research Institute, Roorkee.
- US Army Engineering Research Center (1983) *Shore Protection Manual*, Washington, DC.
- Vittal, N. and Chiranjeevi, V.V. (1983) Open channel transitions: rational method of design. *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers*, **109** (1), 99–115.
- Watkins, L.H. and Fiddes, D. (1984) *Highway and Urban Hydrology in the Tropics*, Pentech, London.
- Yarnell, D.L. (1934) *Bridge Piers as Channel Obstructions*, Technical Bulletin 442, US Department of Agriculture.



# 11 Vías de navegación interior

## 1 Introducción

La navegación en vías interiores es el modo más antiguo de transporte continental. Aunque durante su larga historia ha pasado por muchos estados de desarrollo tecnológico y –en algunos países– de la prosperidad a la depresión, no existe duda de que en la actualidad es una parte importante e integral de la infraestructura de transporte de muchos países en el mundo.

En las civilizaciones antiguas, la navegación por vías interiores prosperó en los valles de grandes ríos (el Nilo, Eufrates, Ganges, Jang-c-tiang, etc.) y se conocían canales navegables artificiales en el antiguo Egipto, Mesopotamia y China, donde el emperador Yantei (Dinastía Sui 611 d. C.) construyó el ‘Gran Canal’, una vía fluvial de 2400 km (que unía los sistemas de ríos del norte con las provincias del sur).

En Europa en 793 d. C., el emperador Carlos el Grande ya había comenzado la construcción de un canal con la intención de unir los ríos Rin y Danubio (la Fosa Carolina), intento que se abandonó pronto. La primera esclusa de navegación documentada con claridad data de 1439 y fue construida en el canal Naviglio Grande en el norte de Italia.

La industrialización fue el principal motor del desarrollo de las vías navegables modernas en los siglos XVIII y XIX con la red de ríos y canales navegables de Inglaterra a la vanguardia de este tipo de desarrollo (por ejemplo, el canal de Bridgewater construido por James Brindley y el canal Ellesmere construido por Thomas Telford).

La gran red europea actual de vías navegables interiores está basada en la modernización y expansión de estas construcciones de navegación, lo cual es válido para las obras de navegación de las grandes vías navegables norteamericanas, por ejemplo en los ríos Mississippi y Ohio. Aunque en el siglo XX las vías navegables interiores a menudo no pudieron competir con los ferrocarriles y luego con la red de carreteras, mantienen –e incluso han incrementado– su papel de medio de transporte muy efectivo, en particular para carga de gran tamaño.

El papel de las vías navegables interiores en la gestión de los recursos hídricos para suministrar instalaciones recreacionales modernas y para mejorar el medio ambiente han contribuido además a esta nueva percepción.

A pesar del rápido desarrollo de otros modos de transporte, existen algunas ventajas del transporte por navegación interior de validez universal (Čábelka y Gabriel, 1985):

1. los bajos requerimientos de energía (el consumo de energía específica para navegación es cerca del 80% que el de un ferrocarril y menos de 30% del consumo del transporte en carretera);
2. la alta productividad de la mano de obra por unidad transportada;
3. los bajos requerimientos de materiales por unidad de volumen transportado (los valores correspondientes para transporte por ferrocarriles y carreteras son de dos a cuatro veces mayores, respectivamente);
4. la menor interferencia con el medio ambiente (bajo ruido, baja generación de gases de escape);
5. los muy bajos requerimientos de tierra (en el caso de ríos navegables);
6. la baja incidencia de los accidentes en comparación con otros modos de transporte;
7. la capacidad de transportar con facilidad carga de gran tamaño y productos industriales de gran volumen.

El análisis detallado de los modos de transporte en vías navegables interiores y el diseño y operación de las estructuras hidráulicas asociadas suponen que el lector esté familiarizado con los conceptos y las ecuaciones de flujo en canales abiertos y por lo menos algunas de las obras de ingeniería fluvial, como se abordó en el capítulo 8.

## **11.2 Definición, clasificación y algunas vías navegables en el Reino Unido y en otros países**

### **11.2.1 DEFINICIONES Y CLASIFICACIONES DE VÍAS NAVEGABLES**

Las vías navegables pueden dividirse en tres clases:

1. canales naturales, por ejemplo ríos, o partes de ríos, cuyo flujo no se modifica - el canal del río puede mejorarse mediante obras de encauzamiento;
2. ríos canalizados, cuyo flujo es en mayor o menor grado controlado por obras de ingeniería;
3. canales, vías navegables totalmente artificiales cuya agua se obtiene por la derivación de ríos o bombeo desde embalses.

En el empeño por asegurar la unificación gradual de las vías navegables europeas y la estandarización de sus parámetros, la Comisión Económica para Europa adoptó, en 1961, una clasificación uniforme de las vías navegables interiores. Esta clasificación se basa en dimensiones y tonelaje de embarcaciones estándar tradicionales y clasifica las vías navegables en seis tipos (Čábelka, 1976; Čábelka y Gabriel, 1985); I  $\leq$  400 t, II  $\leq$  650 t, III  $\leq$  1000 t, IV  $\leq$  1500 t, V  $\leq$  3000 t y VI  $>$  3000 t. Para cada clase, los parámetros y las estructuras necesarias de las vías navegables se dedujeron a partir de los parámetros de embarcaciones estándar.

Simultáneamente con la adopción de la clasificación anterior, se acordó que las vías navegables europeas de importancia internacional serían construidas o reconstruidas para asegurar que sus parámetros correspondieran con los requerimientos de, por lo menos, la clase IV y permitieran el paso continuo de embarcaciones con un tonelaje entre 1350 y 1500 toneladas. Las vías navegables de las clases I y III son de carácter regional.

Los grandes ríos europeos, tales como el Rin, el Danubio y otros, se han hecho navegables en el presente ante todo con los parámetros de la clase V. La clase VI incluye en su mayor parte ríos y canales navegables rusos, o los trechos en tierras bajas de los ríos europeos más largos. Dimensiones similares o aun más grandes se encuentran en los ríos navegables de otros continentes, en particular en Norte y Sur América.

La clasificación internacional de las vías navegables interiores antes mencionada se adoptó en el periodo en que —con excepción de botes de motor— se usaban remolcadores casi con exclusividad. A partir de 1970, sin embargo, esta tecnología tradicional de navegación fue remplazada casi por completo en Europa (y mucho antes en Estados Unidos) por la forma más ventajosa económica y operacionalmente de empujar las barcazas mediante botes de empuje (sección 11.4.2).

La introducción de esta nueva tecnología repercutió en propuestas para la enmienda de la clasificación de las vías fluviales existentes (Hilling, 1977). Una clase II europea económica del tipo de barcaza empujada, con dimensiones de  $76.5\text{ m} \times 11.4\text{ m} \times 2.5\text{ m}$  y un tonelaje de 1660 t, fue propuesta por Seiler (1972) como embarcación estándar para vías navegables de importancia internacional, junto con la recomendación de que las vías navegables de clase IV a clase VI deberán diseñarse de acuerdo con el número y distribución de estas embarcaciones en trenes de empuje (figura 11.1).

## 11.2.2 ALGUNAS VÍAS NAVEGABLES EN EL REINO UNIDO Y OTROS PAÍSES

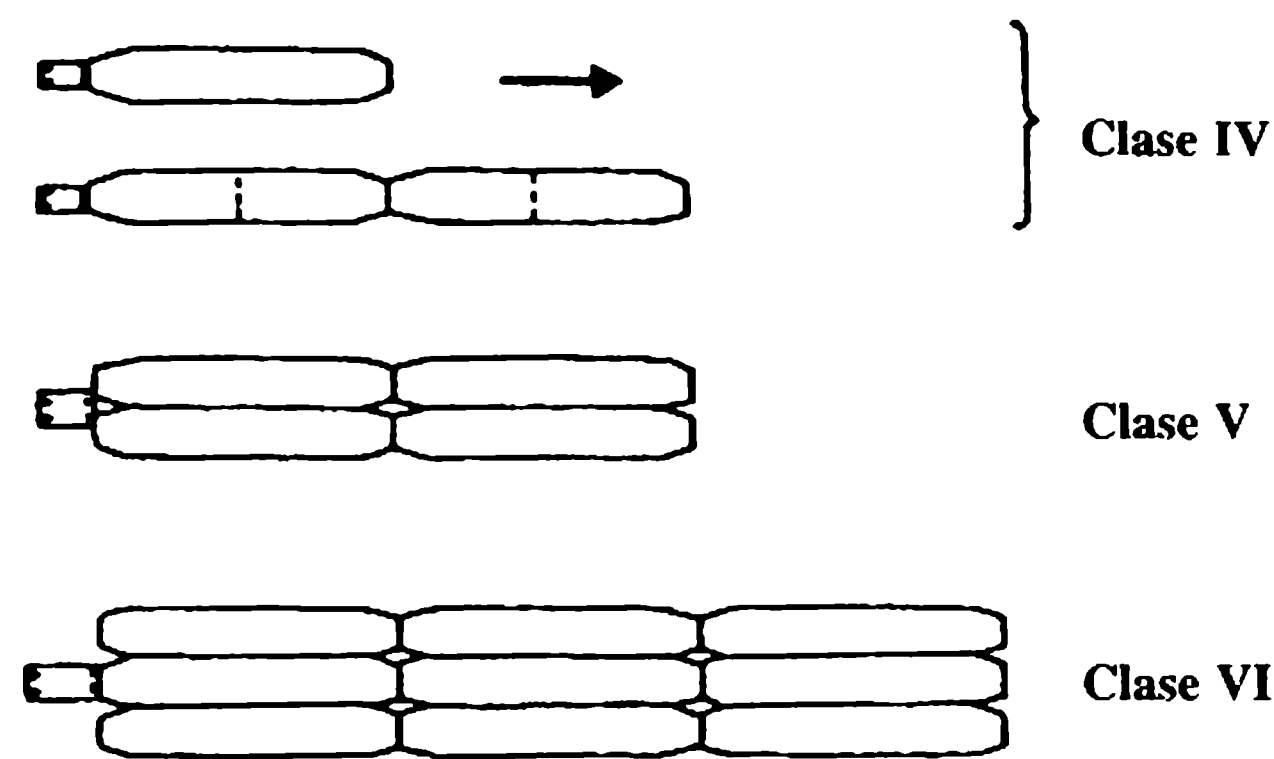
### a. Vías navegables en el Reino Unido

Aunque la construcción de vías navegables interiores en el Reino Unido estuvo a la vanguardia del desarrollo europeo en los siglos XVIII y XIX, los canales ingleses cayeron en desuso hacia el final del siglo XIX y en la primera mitad del siglo XX, en lo fundamental debido al rápido desarrollo de los ferrocarriles y las carreteras que unían centros industriales interiores con los puertos costeros.

En los últimos 30 años o más, sin embargo, ha habido un renacimiento en el uso de las vías navegables interiores, debido a que se aprecia más ampliamente su papel en la gestión de los recursos hídricos, en el emplazamiento de construcciones recreativas modernas y en el mejoramiento del medio ambiente, aparte de su valor comercial.

La longitud total de las vías navegables interiores utilizables en el Reino Unido alcanza casi 4000 km. Las más importantes son las que conectan los estuarios y los ríos Mersey, Severn, Támesis y Humber.

El mayor canal en el Reino Unido es, sin lugar a dudas, el Canal Naval de Manchester, construido entre 1887 y 1893, el cual cumple con los parámetros de la clase



**Figura 11.1** Trenes de empuje utilizados en vías navegables europeas (Čábelka y Gabriel, 1985).

VI (sección 11.2.1). Tiene 58 km de longitud, 36.5 m de ancho (en el fondo) y 8.5 m de profundidad; sus cinco esclusas pueden manejar embarcaciones hasta de 12 000 toneladas. El Avon es navegable hasta Bristol para capacidades hasta de 5000 toneladas (también clase VI). Ejemplos de algunas otras vías navegables interiores principales (exceptuando estuarios) de clase III son el Canal Naval de Gloucester, el Weaver hasta el Northwick, el Ouse hasta Selby y el Tay hasta Perth. El Trent hasta las cataratas de Newark es de clase II.

El famoso Canal Caledonia que une las costas este y oeste de Escocia (Inverness hasta Fort William) pasa por Loch Ness; tiene una capacidad de hasta 600 t y sus 29 esclusas fueron diseñadas por Thomas Telford a principios del siglo XIX.

La vía navegable interior más larga es el Canal Gran Union que –incluidas todas sus ramificaciones– tiene casi 300 km de longitud y más de 200 esclusas. El túnel más largo en la red del Reino Unido es el túnel Dudley (Edwards, 1972) de 2900 m de longitud.

## **b. La red europea**

Las vías navegables europeas de diferentes estándares técnicos y parámetros ligeramente divergentes en cada país, forman cuatro grupos más o menos autocontenidos (figura 11.2):

1. las vías navegables francesas;
2. las vías navegables de Europa central entre el Rin en el oeste y el Vístula en el este, conformadas por los ríos navegables que fluyen hacia el norte y los canales que los interconectan en la dirección este-oeste;
3. las vías navegables del sur de Europa, que comprenden el Danubio, secciones navegables de sus tributarios y canales asociados;
4. las vías navegables del este de Europa, conformadas por los ríos navegables de la parte europea de Rusia, y los canales Volga-Moskva, Volga-Don, Volga-mar Báltico, mar Báltico-mar Blanco, etc.

Existe también un gran número de vías navegables aisladas en las regiones fronterizas del continente europeo conectadas con el mar, en especial en Italia, Portugal, España, Suecia y Finlandia (*ver también* el Reino Unido en la sección anterior).



**Figura 11.2** Vías navegables europeas (Novak, 1994).

De los cuatro grupos de vías navegables europeas antes mencionadas, hay interconexión de navegación satisfactoria sólo entre las vías navegables de Francia y Europa central. La generación de una red integrada de vías navegables europeas necesita en primer lugar, unir las vías navegables de Europa central y las del sur mediante dos sistemas de canales: el canal Rin - Main - Danubio, que está cercano a su finalización, y el canal Danubio - Oder - Labe (Elba), cuya fase de construcción ya comenzó. También de importancia considerable es la conexión con las vías navegables de Europa del este mediante el canal planeado Oder - Vístula - Bug - Dniéster.

### c. Vías navegables de Estados Unidos

Existe una red importante de ríos y canales navegables, en particular en el centro y el este de Estados Unidos. Algunas de las vías más importantes se muestran en el esquema de la figura 11.3: navegación fluvial abierta en el Mississippi medio y bajo desde San Luis hasta el golfo de México, y en el río Missouri desde ciudad Sioux en Iowa aguas abajo; los principales ríos canalizados tales como la parte alta del Mississippi, Ohio, Tennessee, Bajo Columbia, y ríos y canales de Arkansas, por ejemplo el canal de Chain Rocks en el Mississippi, el canal de Arkansas Post y el Tennessee—vía navegable Tombigbee (abierto en 1955) con una cuenca de 65 km de longitud (que incluye la esclusa de Bay Springs—figura 11.13) y una sección de canal de 70 km de longitud, con un ancho en el fondo de 91 m, 3.65 m de profundidad, con cinco esclusas y una elevación total de 43 m.





**Figura 11.3** Vías navegables en el centro y este de Estados Unidos (Petersen, 1986).

### 11.3 Utilización multipropósito de vías navegables

Las modernas vías navegables en la práctica siempre cumplen también otras funciones además de la navegación interior. El caso más común es el aprovechamiento de la potencia del agua mediante plantas hidroeléctricas construidas próximas a las esclusas de navegación. Entre otros usos están la protección contra inundaciones en ríos encauzados, la construcción de bocatomas para suministro de agua, el drenaje del terreno adyacente y la disposición de las aguas servidas. La construcción de instalaciones recreacionales y el mejoramiento general del medio ambiente son algunos de los beneficios adicionales más importantes aportados por las vías navegables interiores.

El uso multipropósito de las vías navegables trae también problemas adicionales, siendo el más grave la operación de las plantas hidroeléctricas en condiciones pico que causan frentes de ondas en los canales y ríos canalizados. Los frentes de ondas



más serios son causados por la pérdida repentina de carga. Para no afectar la navegación de manera desfavorable, el efecto de la operación de la hidroeléctrica, debe reducirse en la mayoría de los casos, tomando medidas apropiadas (Čábelka y Gabriel, 1985).

Estas medidas pueden ser eléctricas (cambiando la descarga del generador a la resistencia del agua), mecánicas (desconectando el acoplamiento entre la guía y los álabes del rotor de las turbinas Kaplan o proporcionando compuertas automáticas de descarga conectadas directamente a las carcasas de los espirales de las turbinas), o estructurales (suministro de desagües auxiliares especiales diseñados como desviaciones para las turbinas).

En el caso de hidroeléctricas situadas próximas a las presas, los efectos negativos de los frentes de ondas sobre la navegación pueden reducirse mediante la operación apropiada (automática) de las compuertas. Por último, la disposición total de la presa y la central eléctrica puede diseñarse para minimizar los frentes de onda (ampliando el canal de alimentación y de fuga, separando el canal de navegación de la central eléctrica, etc.).

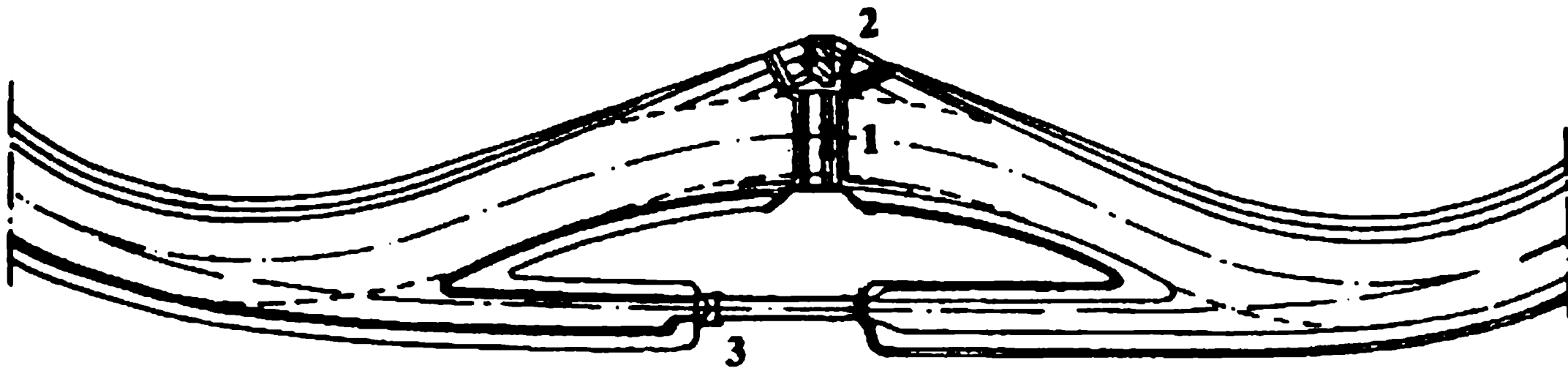
Las medidas anteriores pueden utilizarse individual o conjuntamente. Sin embargo, debe enfatizarse que aunque pueden reducir los frentes de onda de las hidroeléctricas a niveles aceptables no los eliminan por completo. En general, el control óptimo de toda una cascada de hidroeléctricas se efectúa mejor utilizando modelación matemática, complementada con mediciones de campo. El régimen de invierno también debe tenerse en cuenta en estos estudios.

La disposición de una presa con hidroeléctrica, esclusa(s) de navegación y sus accesos requiere una consideración cuidadosa de las funciones respectivas de los componentes individuales de la compleja estructura hidráulica. Este hecho puede producir disposiciones diferentes para ríos navegables pequeños y grandes y para canales navegables.

En ríos pequeños y en obras más antiguas, la disposición general sigue de ordinario un esquema donde la esclusa de navegación y la central de máquinas de la hidroeléctrica tienen ejes paralelos y están ubicadas en cualquier lado del vertedero o presa, con la esclusa separada del río por un muro divisorio angosto (capítulo 12). Una mejor solución adoptada en las estructuras más nuevas presenta la esclusa separada del río por una isla, con los ejes de las turbinas (la cámara de carga y el canal de fuga) colocados formando un ángulo con la dirección del flujo del río (figura 11.4). Esta disposición previene la socavación en los muros divisorios de la central eléctrica y la esclusa y produce una mejora de la eficiencia tanto para la navegación como para la generación eléctrica. En ríos navegables grandes, las consideraciones que rigen las disposiciones son más complejas y por lo general deben tenerse en cuenta los problemas del transporte de sedimentos, hielo, etc. (capítulos 9 y 12).

El diseño de una presa con hidroeléctrica(s) y esclusa(s) en un río que forma una frontera internacional puede incluso requerir una distribución simétrica de dos plantas de generación y dos conjuntos de esclusas a lado y lado del río.

Los detalles de la disposición apropiada de una utilización compleja de los recursos hídricos, en particular aquella que involucra desarrollos hidroeléctricos y navegación, se estudian mejor con modelos a escala (Novak y Čábelka, 1981).



**Figura 11.4** Presa (1) con hidroeléctrica (2) y esclusa de navegación (3) (Novak y Čábelka, 1981).

## 11.4 Transporte en vías navegables interiores

### 11.4.1 UTILIZACIÓN DE VÍAS NAVEGABLES INTERIORES

La influencia de la navegación en vías interiores en varios países es muy variada, dependiendo principalmente de su posición geográfica y de factores económicos. Aunque es difícil obtener información precisa debido a los diferentes métodos de registro de la carga en vías navegables interiores (toda la carga o sólo aquella transportada por el país respectivo), y hay la dificultad de distinguir en algunos países entre navegación costera y la interior, la tabla 11.1 da por lo menos una visión general (años 1990–91) para algunos países tanto en términos absolutos (longitud y utilización de las vías navegables) como relativos al comparar con el transporte en ferrocarril y en carretera (cortesía de PIANC).

### 11.4.2 BARCAZAS DE TRACCIÓN, EMPUJADAS-REMOLCADAS Y GABARRAS

Las barcasas pueden ser autopropulsadas, remolcadas o empujadas por remolcadores. En algunos canales continentales tractores de Diesel o eléctricos, o máquinas sobre un riel a lo largo del canal, han remplazado la forma original de tracción mediante caballos. En canales más grandes y vías navegables, el método tradicional de usar remolcadores que tiraban de un número de barcasas, fue remplazado casi universalmente en 1970 por el control de un grupo de barcasas empujadas por botes (sección 11.2). Este desarrollo se ha debido en su mayor parte a las siguientes ventajas del bote de empuje y de remolque (Čábelka y Gabriel, 1985).

1. La resistencia de un tren de barcasas empujadas es menor que la de un tren remolcado del mismo tonelaje; por tanto, es posible ya sea incrementar la velocidad de navegación o reducir el consumo de combustible.
2. La tripulación requerida es menor, de modo que la organización de la mano de obra y de las condiciones de vida de la tripulación se mejoran y se reducen los costos de operación.
3. Los costos de inversión son hasta 40% inferiores que los de los remolcadores comparables.
4. El control y maniobrabilidad de todo el tren y su seguridad, se mejoran.

**Tabla 11.1** Carga en vías navegables interiores: carga anual transportada

| <i>País</i>           | <i>Longitud<br/>de vías<br/>fluviales<sup>a</sup><br/>(km)</i> | <i>Utilización de las vías fluviales</i>                         |  | <i>Fracción<br/>de la capacidad<br/>total de transporte</i> |                       |
|-----------------------|--|--|--|---|-----------------------|
|                       |  | <i>Volumen<br/>(<math>\times 10^6 t \text{ año}^{-1}</math>)</i> | <i>Salida<br/>(<math>\times 10^9 t \text{ km año}^{-1}</math>)</i> | <i>Volumen<br/>(%)</i>                                      | <i>Salida<br/>(%)</i> |
| Austria               | 358  | 7  | 1.5  | 4.1 <sup>b</sup>  | 5.6                   |
| Bélgica               | 1 513  | 95   | 5.2  | 17.0  | 13.0                  |
| Bulgaria              | 470  | 2  | 1.6  | 0.3   | 4.8                   |
| China                 | 107 800  | 312  | 57.0   | 14.4 <sup>b</sup>   | 8.7 <sup>b</sup>      |
| Finlandia             | 6 237  | 2  | 2.0 <sup>b</sup>   | 0.4   | 1.4                   |
| Francia               | 5 946  | 71   | 8.3  | 3.9   | 4.0                   |
| Alemania <sup>c</sup> | 4 350  | 232  | 54.8   | 6.7   | 17.6                  |
| Hungría               | 1 622  | 3  | 1.6  | 2.7 <sup>b</sup>  | 6.3 <sup>b</sup>      |
| Italia                | 1 366  | 1  | 0.1  | 1.0 <sup>b</sup>  | 0.4 <sup>b</sup>      |
| Holanda               | 5 046  | 287  | 35.7   | 33.5  | 45.2                  |
| Polonia               | 3 997  | 8  | 0.7  | 0.6   | 0.7                   |
| Rumania               | 1 779  | 8  | 2.0  | 2.4 <sup>b</sup>  | 3.0 <sup>b</sup>      |
| Federación Rusa       | 102 201  | 514  | 196.0  | 3.0   | 5.0                   |
| Suecia                | 439  | 5  | 0.5 <sup>b</sup>   | 1.6 <sup>b</sup>  | 1.6 <sup>b</sup>      |
| Suiza                 | 21   | 9  | 0.05   | 1.7   | 0.3                   |
| Reino Unido           | 2 350  | 5  | 0.02   | 0.3   | 0.1                   |
| Ucrania               | 3 915  | 60   | 10.5   | ?   | 8.3                   |
| Estados Unidos        | 20 573   | 639  | 234.0 <sup>b</sup>   | ?   | 10.6 <sup>b</sup>     |

a Longitud utilizada regularmente.

b No disponible para 1990-91, datos para 1980-83.

c Antigua República Federal Alemana.

Las ventajas de la tecnología de los botes empujadores aumentan con el tamaño del tren, el cual que puede navegar en las vías fluviales y pasar por las esclusas sin desconectarse. El tamaño de los trenes empujados varía de acuerdo con las características de la vía fluvial (sección 11.2); en algunas de las más grandes (por ejemplo, el Mississippi bajo) son comunes 48 barcazas con remolcadores que ejercen una potencia de más de 5000 kW (Petersen, 1986).

Con el desarrollo del comercio internacional, el transporte de carga intercontinental adquiere una importancia aún mayor en las principales vías navegables. Después de un desarrollo extraordinariamente veloz del transporte de contenedores, el método progresivo de transporte internacional mediante contenedores flotantes, llamados gabarras, ha empezado a afianzarse por sí mismo (Kubec, 1981).

Este sistema está dirigido sobre todo al transporte de mercancías cuyo consignador y receptor están situados en vías navegables de diferentes continentes. Las gabarras, agrupadas en trenes empujados en vías navegables interiores, se transportan a través del mar en portadores marinos especiales provistos con sus equipos propios para carga y descarga; un portador marino de gabarras puede manejar de 1500 a 2000 toneladas de carga por hora (Hilling, 1977).

## 11.5.1 CANALIZACIÓN

El río que fluye libremente puede canalizarse mediante una serie de presas con esclusas de navegación. La canalización es necesaria desde el punto de vista de la navegación si el río que fluye libremente tiene muy poca profundidad y una velocidad demasiado alta para permitir la navegación.

Las ventajas de la canalización son las siguientes: la oportunidad del desarrollo de la utilización multipropósito de los recursos hídricos; la profundidad suficiente para la navegación durante todo el año, incluso en épocas de flujos bajos del río; las velocidades reducidas de flujo; el incremento del ancho de la vía fluvial; la navegación más segura y más económica; a menudo la reducción de la necesidad de protección y mantenimiento de bancas (comparado con ríos regulados). Las principales desventajas son los altos costos de capital, la necesidad de protección de la tierra adyacente, los problemas de drenaje, el retraso del tráfico que pasa por las esclusas, la posibilidad de asentamiento de los sedimentos en el extremo aguas arriba y posibles complicaciones en el régimen de invierno.

Los tramos aguas arriba de la mayoría de los principales ríos navegables están canalizados o en proceso de serlo. Las alturas de los escalones individuales en la cascada de presas, es decir la diferencia de niveles de agua, varía enormemente de acuerdo con las condiciones hidrológicas, morfológicas y geológicas, pero por lo general está entre 5 y 15 m.

## 11.5.2 CANALES DE NAVEGACIÓN

Los canales de navegación pueden utilizarse para desviar una sección del río de difícil navegación y pueden utilizarse junto con una presa sencilla o varias presas espaciadas más anchas que en el caso de la canalización del río. Además, son parte esencial de la navegación interior donde se conectan dos cuencas. Requieren bocatomas de formas apropiadas, a menudo una estructura separada de regulación de flujo y esclusas de navegación.

La posición y disposición de los canales puede —con las restricciones geológicas y de tráfico— adaptarse al transporte general, al uso de la tierra y a las demandas industriales. En general, el canal es apreciablemente más corto que un río canalizado, lo cual, junto con velocidades de flujo bajas (o cero), facilita la navegación con ambas direcciones. La principal desventaja es el uso de la tierra y la interrupción de las comunicaciones; así, cuando se planea un canal se debe hacer el máximo uso de los ríos existentes, en la medida en que sea factible su canalización.

Los canales de navegación pueden tener una caída sólo con una dirección o ambas direcciones con un embalse superior de agua. Pueden conectar dos sistemas de ríos o bifurcar una vía fluvial navegable para dar acceso a un centro industrial. El cruce de un canal con un río navegable, la ramificación de un canal del río o la ramificación de canales puede crear problemas especiales de tráfico y de construcción.

Las secciones de canales que están, ya sea temporal o permanentemente, por encima del nivel freático que las rodea (además de la protección contra la erosión)

necesitan algún medio de protección contra la pérdida de agua por infiltración; son esenciales el subdrenaje apropiado y la protección de la impermeabilidad o la capa resistente a la infiltración (por ejemplo arcilla, concreto, plásticos) contra la presión por atrás en el caso de un incremento del nivel freático. La protección de orillas en ríos canalizados y canales es del mismo tipo y variedad que la de los encauzamientos (capítulo 8).

Al igual que en los ríos regulados se requieren profundidad y ancho adecuados del canal y, a causa de la deriva de los remolcadores cuando pasan por las curvas, se exige allí un mayor ancho.

El ancho mínimo,  $B$ , de una vía fluvial en una sección recta con navegación simultánea con ambas direcciones es  $B = 3b$  o  $B = 2b + 3 \Delta b$ , donde  $b$  es el ancho de la barcaza (o un grupo de barcasas) y  $\Delta b$  es el espacio libre lateral, con  $\Delta b \geq 5$  m. Si la navegación es sólo con una dirección,  $B = (1.5 - 2)b$ .

El radio mínimo,  $r$ , de una vía fluvial curva está dada por la longitud,  $L$ , de una barcaza común multiplicada por una constante cercana a 3 para embarcaciones empujadas y a 4.5 para remolcadas. El ancho de una vía fluvial en una curva con tráfico con dos direcciones debe incrementarse a  $B_0 = B + \Delta B$  [figura 11.5(a)], donde:

$$\Delta B = \frac{L^2}{2r + B} \approx \frac{L^2}{2r}. \quad (11.1)$$

El ángulo de deriva (deflexión),  $\alpha$ , es la inclinación del remolque con la tangente del radio de curvatura que pasa a través del centro del remolque [figura 11.5(b)]. La deriva depende del radio de la curva, la velocidad, la potencia y el diseño del remolcador, su carga, las fuerzas del viento y el patrón de flujo. El ángulo de deriva es mayor para remolcadores que viajan con dirección aguas abajo que si lo hacen con dirección aguas arriba.

El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (1980) extrapoló la información del ángulo de deriva alemán del Rin hasta para un remolque de longitud de 180 m y obtuvo, para la dirección aguas abajo, valores de  $2^\circ < \alpha < 15^\circ$  para curvas de radio de  $400 \text{ m} < r < 2500 \text{ m}$  (cuanto mayor es el radio, menor es el valor de  $\alpha$ ). Para la dirección aguas arriba los valores de  $\alpha$  se reducen a la mitad.

De acuerdo con el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, las ecuaciones siguientes se aplican a un canal con ancho  $B_0$  en curvas: para tráfico con una sola dirección,

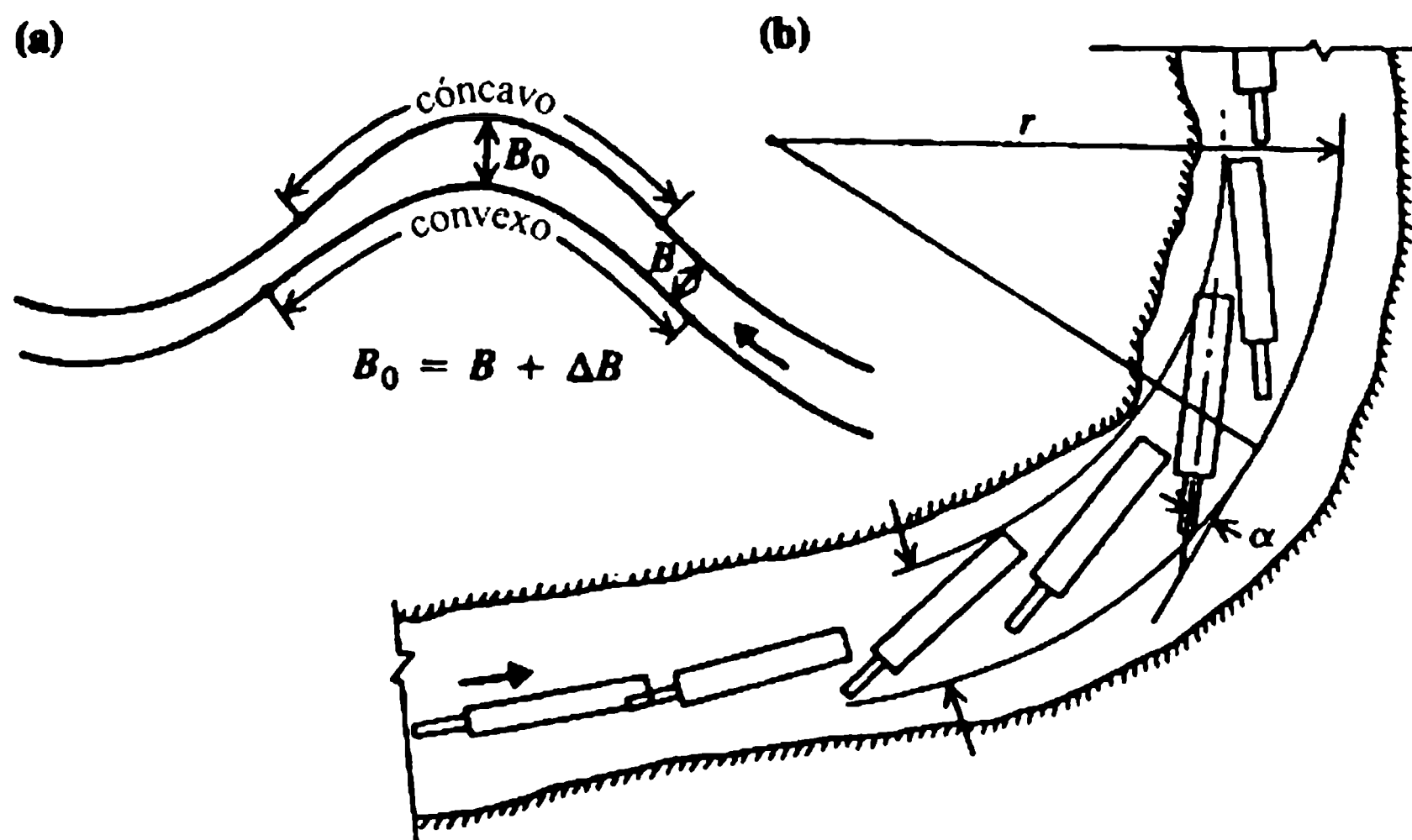
$$B_{01} = L_1 \sin \alpha_d + b_1 + 2c, \quad (11.2)$$

y para tráfico con dos direcciones,

$$B_{02} = L_1 \sin \alpha_d + b_1 + L_2 \sin \alpha_u + b_2 + 2c + c', \quad (11.3)$$

donde  $L$  es la longitud del remolque,  $\alpha$  el ángulo máximo de desvío,  $b$  el ancho del remolque,  $c$  el espacio libre entre el remolcador y la orilla del canal y  $c'$  el espacio libre entre los remolcadores que pasan; el sufijo 'd' se refiere al remolcador con dirección aguas abajo y 'u' al de la dirección aguas arriba. Los cálculos resultantes utilizando la ecuación (11.3) pueden verificarse con la ecuación (11.1).





**Figura 11.5** Curvas y deriva de remolques en una vía fluvial (Novak, 1988).

La interacción de una embarcación con el cuerpo de agua que la rodea es compleja, en particular en una vía fluvial estrecha donde, además, se debe tener en cuenta la interacción del flujo y las ondas generadas por la navegación con las orillas y el lecho de la vía fluvial. Estos factores, junto con los requerimientos de potencia y velocidad del remolcador, determinan el diseño del canal de navegación, que también debe considerar varios cuellos de botella que se encuentran, por ejemplo puentes fijos y móviles, bocatomas y desagües, entradas y salidas a puertos, esclusas de navegación, cruces de ríos y canales, ferris, desviaciones, cruces de lagos recreativos, etc.

Cuando una embarcación se mueve a lo largo de una vía fluvial se produce un flujo de agua en contracorriente, que llena el espacio desocupado por el volumen sumergido. En un espacio restringido las velocidades de flujo en reversa pueden ser considerables. Además, el nivel del agua a lo largo de la embarcación se deprime, y la depresión máxima ocurre cerca de la parte media del barco. La protección requerida de orillas en las vías fluviales estrechas tiene que resistir tales velocidades, así como el efecto de las olas generadas por el movimiento de las embarcaciones. Es esencial un drenaje efectivo de las orillas.

En general es conveniente particularmente en vías fluviales utilizadas comercialmente, que la sección transversal de la vía fluvial tenga una relación con la sección inmersa de las barcas (sección inmersa total de un tren) mayor a un valor de 4 a 1. La relación límite depende también, por supuesto, de la velocidad. La velocidad máxima de flujo para que la navegación aguas arriba sea económicamente viable está en alrededor de  $2.5 \text{ m s}^{-1}$ .

La resistencia de barcos en aguas restringidas está influenciada por muchos factores, siendo los más importantes su velocidad, la velocidad del flujo, la forma de la proa y la popa, la longitud, el sumergimiento de la popa a toda velocidad y el calado (tanto en la proa como en la popa), el espacio libre de la quilla, la distancia entre las

## 11.6 Resistencia de embarcaciones



orillas del canal. Kaa (1978) produjo una expresión general para la resistencia,  $R$ , de una embarcación remolcada en forma simplificada, así:

$$R = C_F \frac{1}{2} \rho (v+u)^2 A' + \rho g B T z + \frac{1}{2} C_p \rho v^2 B T \quad (11.4)$$

donde  $v$  es la velocidad del barco,  $u$  la velocidad del flujo de retorno ( $u$  en la popa),  $z$  es la depresión del nivel del agua (igual al sumergimiento de la popa a toda velocidad), en la popa o en la proa,  $C_F$  es el coeficiente de resistencia a la fricción,  $A'$  es el área mojada del casco,  $B$  es el ancho de la embarcación,  $T$  es el calado y  $C_p$  es un coeficiente que depende de la velocidad y el calado.

La velocidad de retorno del flujo  $u$  y el sumergimiento de la popa a toda velocidad  $z$  en la ecuación (11.4) pueden calcularse a partir de la ecuación de Bernoulli y la de continuidad:

$$2gz = (v+u)^2 - v^2 \quad (11.5)$$

$$vA = (v+u)(A_c - A_M - \Delta A_c) \quad (11.6)$$

donde  $A_c$  es la sección transversal del canal y  $A_M$  es el área de la sección en el punto medio de la embarcación. Una buena aproximación para  $\Delta A_c$  está dada por:

$$\Delta A_c \approx B_c z \quad (11.7)$$

donde  $B_c$  es el ancho del canal sin perturbación.

El aumento de la resistencia en remolcadores de empuje respecto a una embarcación sencilla con las mismas dimensiones y parámetros es moderada.

La resistencia disminuye con la relación,  $n$ , entre el área transversal del canal  $A_c$  y la sección inmersa de la (s) barcaza(s)  $A_M$ . Por ejemplo, la variación aproximada de la resistencia  $R$  para una barcaza de 1350 t en función de  $v$ , para tres valores de  $n$  y  $T$ , con calado total  $T = 2.50$  m en  $n = 5$ , se presenta en la figura 11.6. Las curvas se han calculado con la ecuación simple de Gebers (Čábelka, 1976):

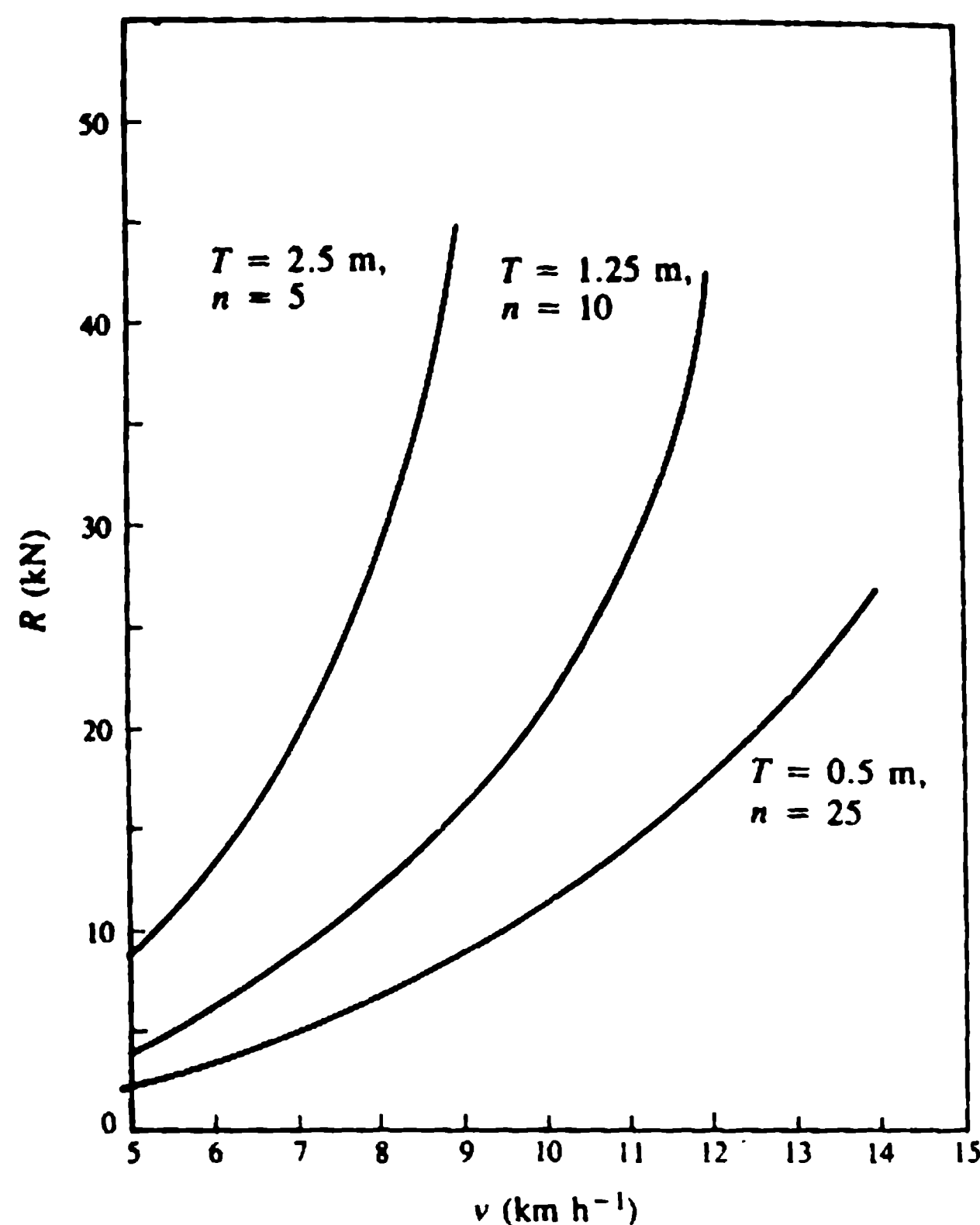
$$R = (\lambda A' + k B T) v^{2.25} \quad (11.8)$$

(con  $R$  en  $\text{kN} \times 10^{-2}$  y  $v$  en  $\text{m s}^{-1}$ ), donde  $0.14 < \lambda < 0.28$  ( $\lambda = 0.14$  para cascos de acero y  $0.28$  para los de madera) y  $1.7 < k < 3.5$  ( $k = 1.7$  para botes pequeños y barcasas vacías,  $k = 3.5$  para barcasas llenas). Los resultados de la ecuación (11.8) concuerdan bastante bien con las mediciones en modelos.

Un barco que navega en una curva de radio  $r$  experimenta un aumento de la resistencia debido a la fuerza centrífuga que actúa lateralmente al barco que pasa por la curva con un ángulo de deriva  $\alpha$  (sección 11.5.2).

## 1.7 Acción de las olas en las bancas

Dado que el movimiento del agua inducido por el barco produce olas que atacan las bancas de la vía fluvial, se requiere una apropiada protección de las bancas (capítulo 8). La compleja interacción total entre las condiciones de frontera, las com-

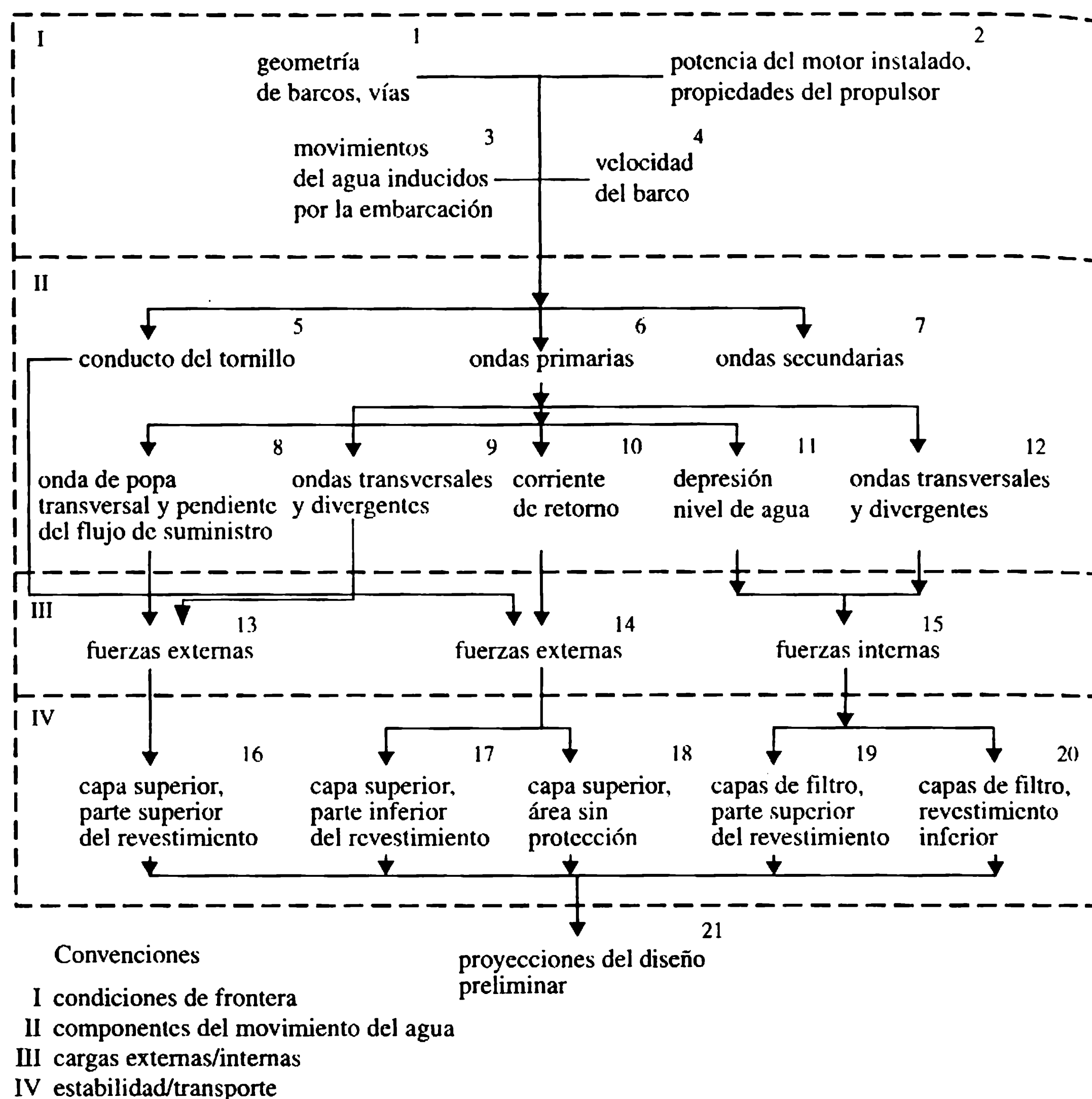


**Figura 11.6** La resistencia como una función de la velocidad.

ponentes del movimiento de agua, las fuerzas que actúan y el diseño del revestimiento de las bancas para su estabilidad se muestran en el esquema de la figura 11.7. Es importante (Bowmeester *et al.*, 1977) anotar que los revestimientos de protección de las bancas deben llevarse hasta un nivel por debajo de la superficie del agua suficientemente bajo y su extremo inferior debe ser bastante flexible para asegurar contacto permanente con el subsuelo.

Es esencial un buen filtro adaptado para cubrir el subsuelo, así como un drenaje de capacidad suficiente (sección 8.6).

La altura de las olas que en las orillas genera la navegación en aguas confinadas depende, en primer lugar, de la velocidad del barco y de su relación con la velocidad de la onda dinámica, el tamaño y la forma de la embarcación y su posición respecto a la banca. El efecto de la sección transversal de la vía fluvial está contenido de forma implícita en la velocidad de la onda. La velocidad del bote es el factor más importante y la altura de las olas generadas aumenta con una pendiente bastante fuerte con la velocidad hasta alcanzar un máximo, que corresponde a la velocidad en que el movimiento del velero se convierte en movimiento de planeo con la proa por encima de la superficie del agua [en una vía fluvial de tamaño medio, los botes rápidos que se mueven aguas abajo con velocidades de  $20\text{-}25 \text{ km h}^{-1}$  generan olas de  $0.2\text{-}0.3 \text{ m}$  de altura (Novak, 1994)]. Esta velocidad corresponde a la velocidad de frente de onda y se alcanza rara vez en embarcaciones comerciales o en botes de lujo más grandes. Para detalles adicionales sobre tránsito en vías fluviales estrechas se puede consultar también Blaauw y Verhey (1983), Fuehrer (1985), Kolkman (1978) y Schofield y Martin (1988).



**Figura 11.7** Protección de orillas en vías fluviales navegables (Hydro Delft, 1985).

## 11.8 Esclusas 11.8.1 GENERALIDADES

Grandes cambios de alturas en ríos canalizados y canales se superan mediante esclusas de navegación. Los componentes principales de las esclusas son las compuertas, la cámara, las válvulas y los sistemas de llenado (vaciado) (Novak, 1994).

Las compuertas de las esclusas son de diferentes tipos: de mitra, articulada, deslizante, de ascenso vertical, de Tainter sumergido (eje horizontal), de sector (eje vertical), de Tainter invertido, etc. Las válvulas de los sistemas de llenado de la esclusa son de ascenso vertical, mariposa o cilíndricas. Los tableros de cierre o compuertas de ascenso vertical se utilizan como compuertas de cierre de emergencia (para detalles adicionales sobre compuertas y válvulas, ver capítulo 6). Las cámaras de las esclusas deben diseñarse con suficiente estabilidad contra las presiones

del agua superficial, de la subterránea y las de la tierra, y con suficiente resistencia contra el impacto de las embarcaciones.

En general, a ambos lados de las embarcaciones más grandes se permiten espacios libres hasta de 1.0 m, siendo la longitud efectiva de la esclusa cerca de 1-5 m mayor que la de la embarcación más larga proyectada para pasar por la esclusa. Debido a la diferencia de elevación de los umbrales de la compuerta, la compuerta aguas arriba casi siempre es más pequeña (baja) que la de aguas abajo. La elevación del umbral de la compuerta controla el calado de los remolcadores que pueden utilizar la esclusa; por lo general, se añade 1-2 m a la profundidad de diseño requerida como previsión para el desarrollo futuro de la vía de navegación. Los tamaños de la esclusa (longitud  $L$ , ancho  $B$  y en particular su cabeza  $H$ ), junto con el sistema seleccionado de vaciado y llenado de la esclusa, determinan el diseño de la esclusa, así como el tipo y función de sus compuertas.

En el curso del llenado y vaciado de la esclusa, se produce un flujo complejo no permanente, no sólo en la esclusa misma sino también en sus tanques de acceso. Dicho flujo ejerce fuerzas considerables sobre las barcas; fuerzas que no deben exceder el límite permitido y cuyo efecto debe eliminarse atando las embarcaciones con cuerdas de amarre en la esclusa o en su tanque de acceso. Durante el vaciado de la esclusa, las embarcaciones son afectadas por más fuerzas menores que durante el llenado, debido a la profundidad inicial mayor del agua en la esclusa.

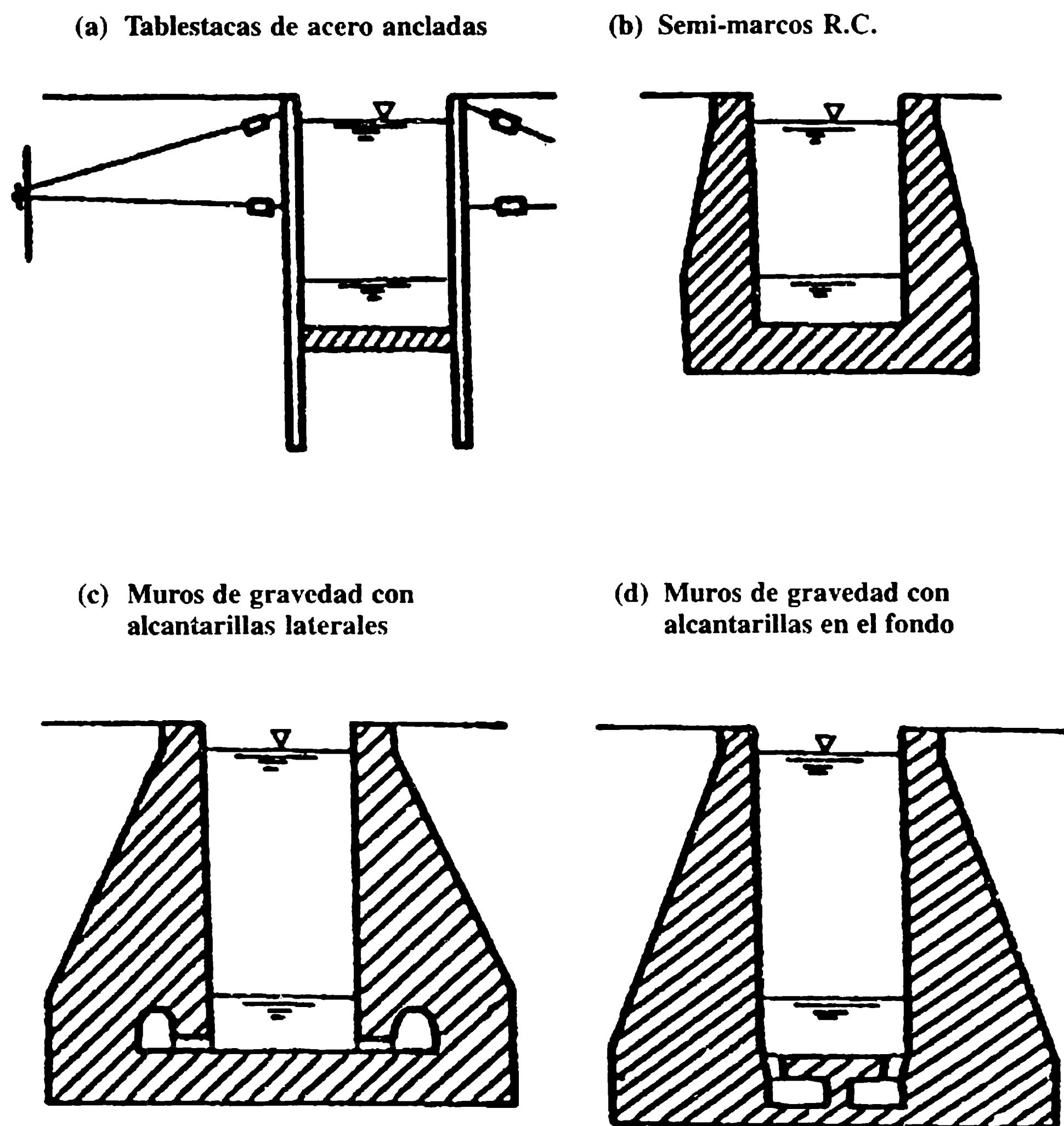
De acuerdo con el tamaño y tipo de llenado las esclusas pueden dividirse en cuatro categorías:

1. esclusas con llenado y vaciado directo a través de sus compuertas, este método puede utilizarse principalmente para esclusas de tamaños pequeños y medios;
2. esclusas con llenado indirecto mediante alcantarillas cortas o largas situadas, ya sea en las paredes laterales de la esclusa o en su fondo, y conectadas con la cámara de la esclusa mediante desagües diseñados apropiadamente;
3. esclusas de grandes dimensiones en planta y cabezas grandes con sistemas de llenado y vaciados más complejos, diseñados para asegurar la distribución uniforme del agua durante el llenado y vaciado a lo largo de toda el área de la esclusa;
4. esclusas con llenados directos e indirectos combinados.

### 11.8.2 ESCLUSAS CON LLENADO DIRECTO

Las esclusas con cabezas bajas a media ( $H < 12$  m), de pequeña a mediana dimensión en planta ( $B = 12 - 24$  m,  $L = 190-230$  m), tienen la forma de un conducto prismático con paredes verticales y un fondo sólido, y son construidas de tablestacas de acero ancladas [figura 11.8(a)], componentes prefabricados apropiados de concreto reforzado, tales como los marcos abiertos de RC *in situ* [figura 11.8(b)] o los muros de concreto apoyados en el fondo de la esclusa.

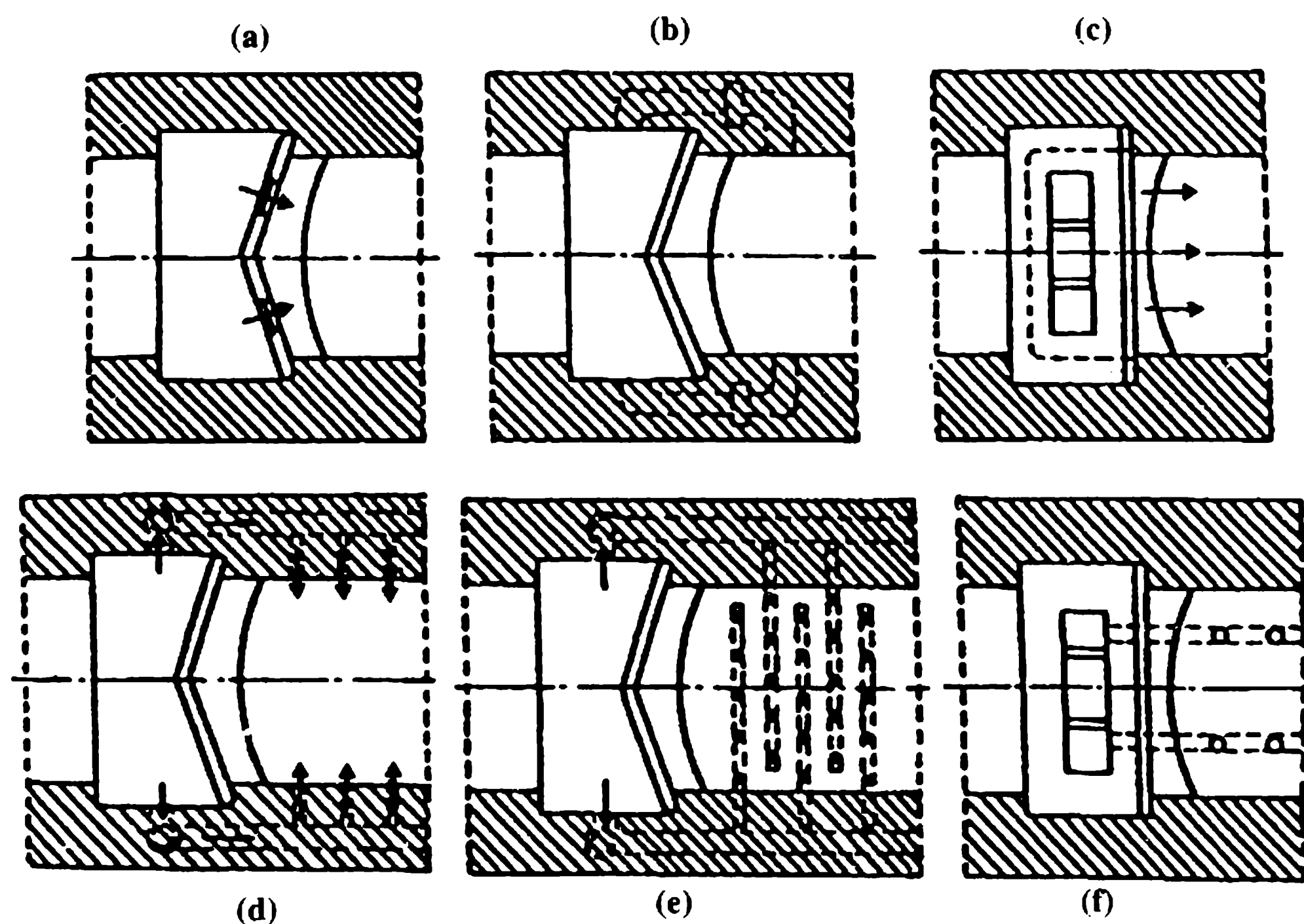
Algunas esclusas más antiguas, e incluso algunas de las más modernas de cabezas bajas, están provistas de compuertas de mitra con hojas verticales construidas



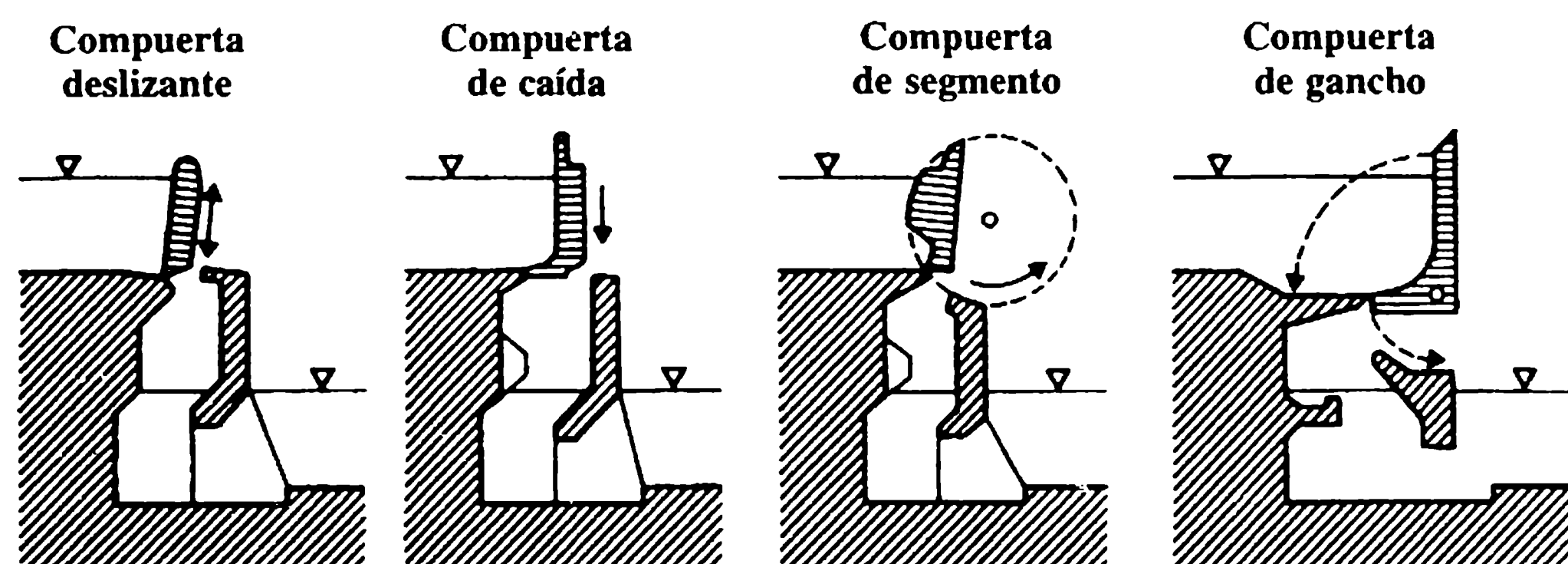
**Figura 11.8** Sección transversal de esclusas.

directamente en ellas [figura 11.9 (a)]. En otras esclusas de alturas bajas, en particular las construidas o renovadas en tiempos más recientes, las compuertas aguas arriba rotan alrededor de un eje horizontal o se utilizan compuertas deslizantes (figura 11.10). Estas compuertas de esclusas sirven al mismo tiempo como mecanismo de llenado directo, que reduce bastante los costos de construcción y de mantenimiento de las esclusas; además de que aceleran el paso veloz de las embarcaciones a través de las esclusas.

En la figura 11.11 se muestra con mayor detalle un tipo de compuerta rotatoria, de acuerdo con el diseño de Čábelka. El borde inferior de la compuerta que desciende en sentido vertical está suficientemente sumergido al principio del llenado de la esclusa por debajo del nivel más bajo del cauce aguas abajo de manera que el afluente no está aireado. Para cabezas más grandes (hasta 12 m) se puede utilizar una compuerta de diseño similar, pero es necesario separar el tanque de amortiguación de mayor profundidad, por debajo de la compuerta a partir de la cámara de la esclusa mediante una rejilla de concreto. La instalación de este tipo de compuerta se facilita mucho haciéndola flotar en su posición; lo cual se hace posible mediante dos tubos hori-



**Figura 11.9** Sistemas de llenado de esclusas (Novak y Čábelka, 1981).



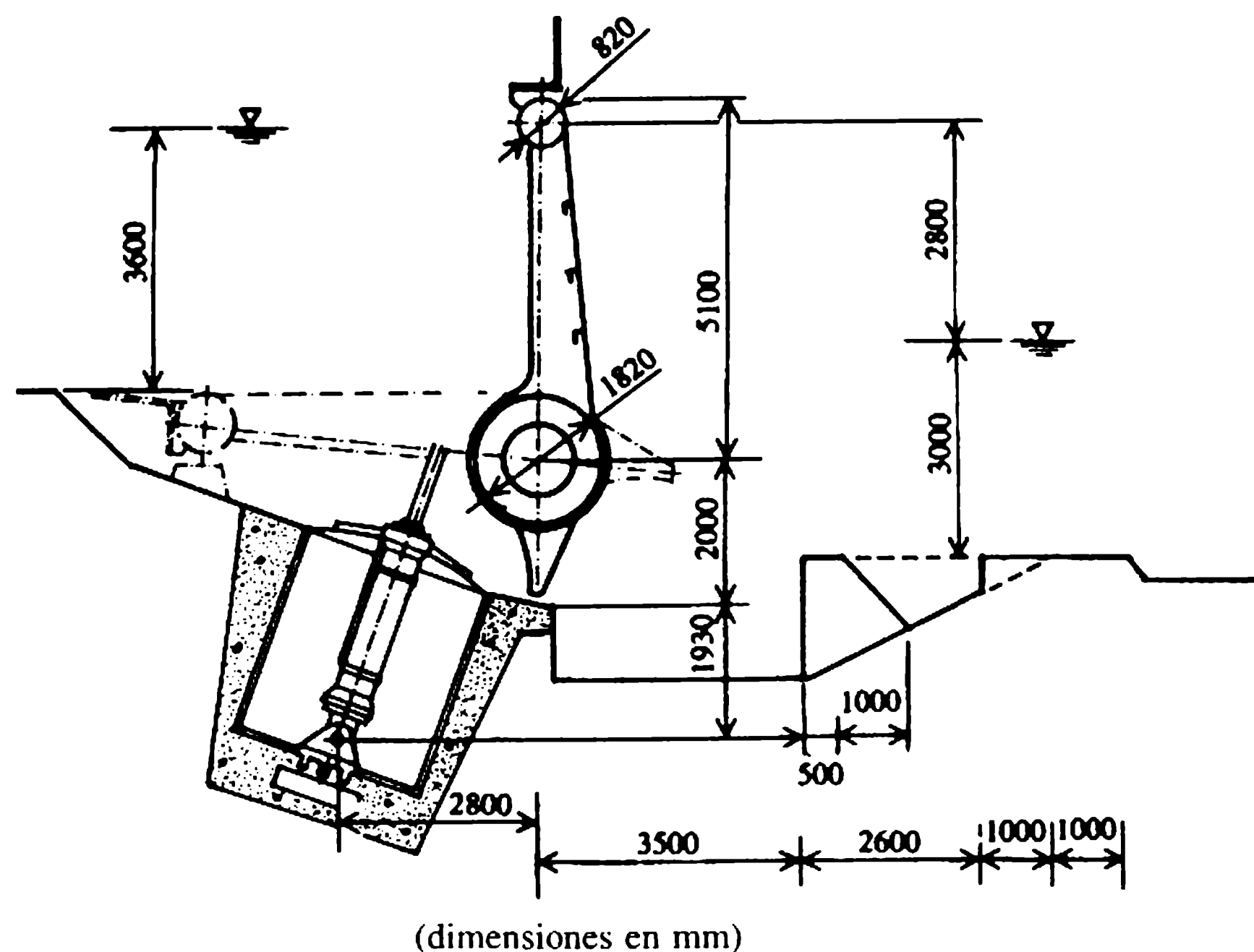
**Figura 11.10** Compuertas de esclusas para llenado directo (Čábelka y Gabriel, 1985).

zontales que forman parte integral de su estructura, los que están herméticamente sellados y actúan como flotadores. El movimiento de la compuerta inclinada se rige mediante un motor hidráulico, montado en el fondo de la cajuela de la compuerta superior en una carcasa de protección con una cubierta deslizante.

Para esclusas de llenado directo de 12 m de ancho, con una profundidad inicial del agua de 3.5-4 m, se permite un afluente en aumento por debajo de la compuerta al principio de su llenado de  $dQ/dt = 0.2 \text{ m}^3 \text{ s}^{-2}$  sin que las fuerzas de las cuerdas de amarre de las embarcaciones maniobradas excedan sus valores permitidos. La tasa de elevación del nivel del agua varía dentro de los límites de 0.8 y  $1.2 \text{ m min}^{-1}$ .

Las esclusas de llenado directo pueden vaciarse mediante alcantarillas cortas o directamente por debajo de las compuertas de elevación aguas abajo, o incluso me-





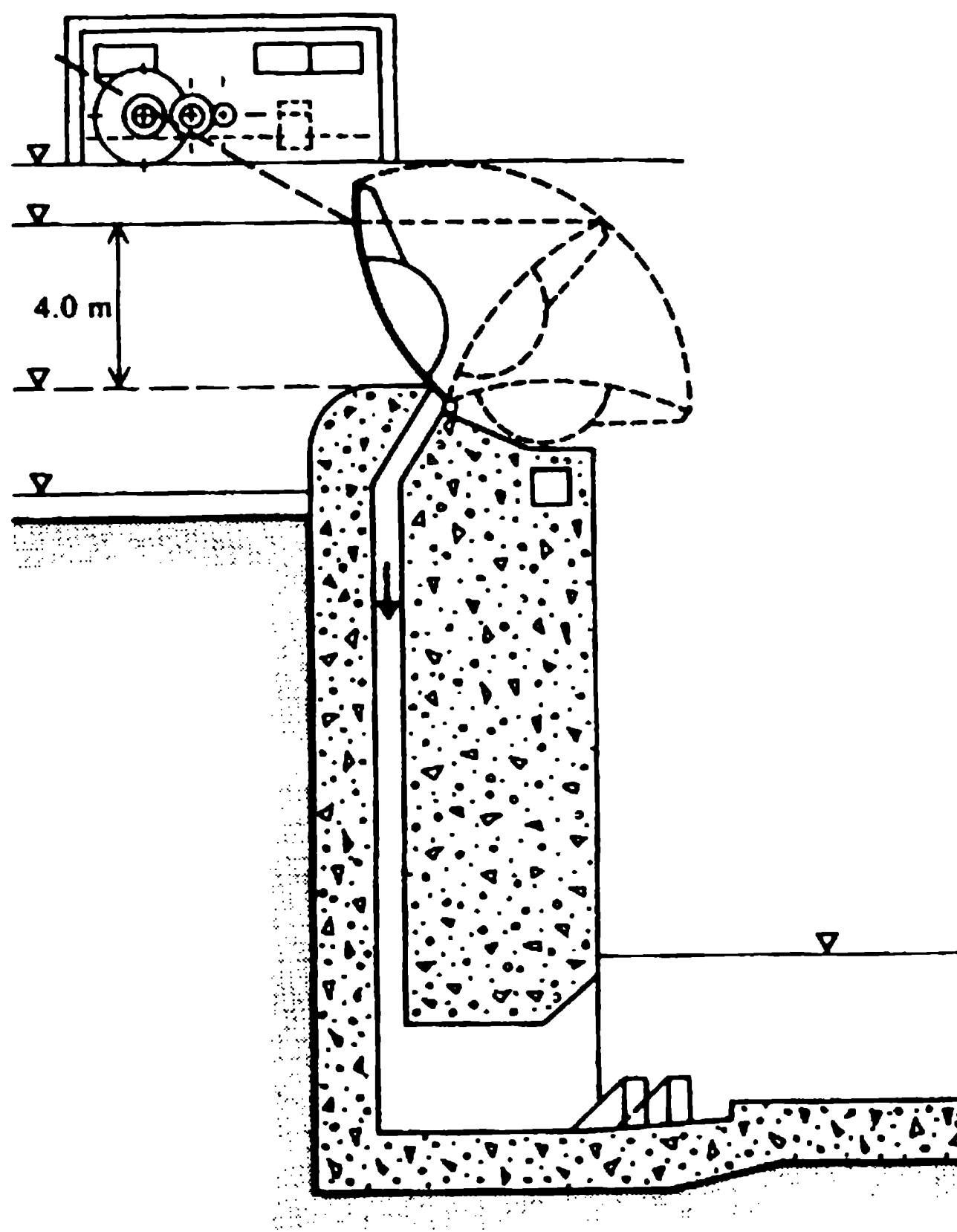
**Figura 11.11** Compuerta rotatoria del tipo Čábelka (Čábelka y Gabriel, 1985).

diante aberturas en las compuertas, cerradas con válvulas deslizantes, de mariposas o giratorias.

Otro tipo de sistema de llenado directo apropiado para cabezas bajas utiliza dos compuertas de sector que rotan a lo largo de los ejes verticales, formando el paso del flujo con sus aberturas que se incrementan de manera gradual; las compuertas se voltean lentamente en las etapas iniciales del llenado de la esclusa y aumentan su velocidad de abertura a medida que disminuye la diferencia de los niveles del agua. Para cabezas mayores puede emplearse un sistema de llenado que utiliza una compuerta de hoja, como se muestra en la figura 11.12. El sistema de llenado está diseñado para evitar la entrada de aire al pasaje de llenado por debajo de la compuerta, contribuyendo entonces a un llenado más moderado.

### 11.8.3 ESCLUSAS CON LLENADO Y VACIADO INDIRECTO

En general, el llenado y vaciado indirecto de esclusas con cabezas bajas y medias se lleva a cabo mediante alcantarillas cortas en las paredes laterales [figura 11.9(b)] o mediante alcantarillas bajo el umbral de la compuerta [figura 11.9(c)]; para esclusas de cabezas altas ( $H > 12$  m) o dimensiones menores en planta ( $B = 12$  m) es mejor hacerlo mediante alcantarillas largas, situadas ya sea en las paredes laterales [figuras 11.8(c), 11.9(d) y 11.9(e)] o en el fondo [figuras 11.8(d) y 11.9(f)]. En los extremos aguas arriba y aguas abajo de la esclusa, las alcantarillas están provistas de compuertas (deslizantes o de segmento), las que deben situarse por debajo del nivel de agua más bajo posible. Para reducir las pérdidas de salida, la sección transversal



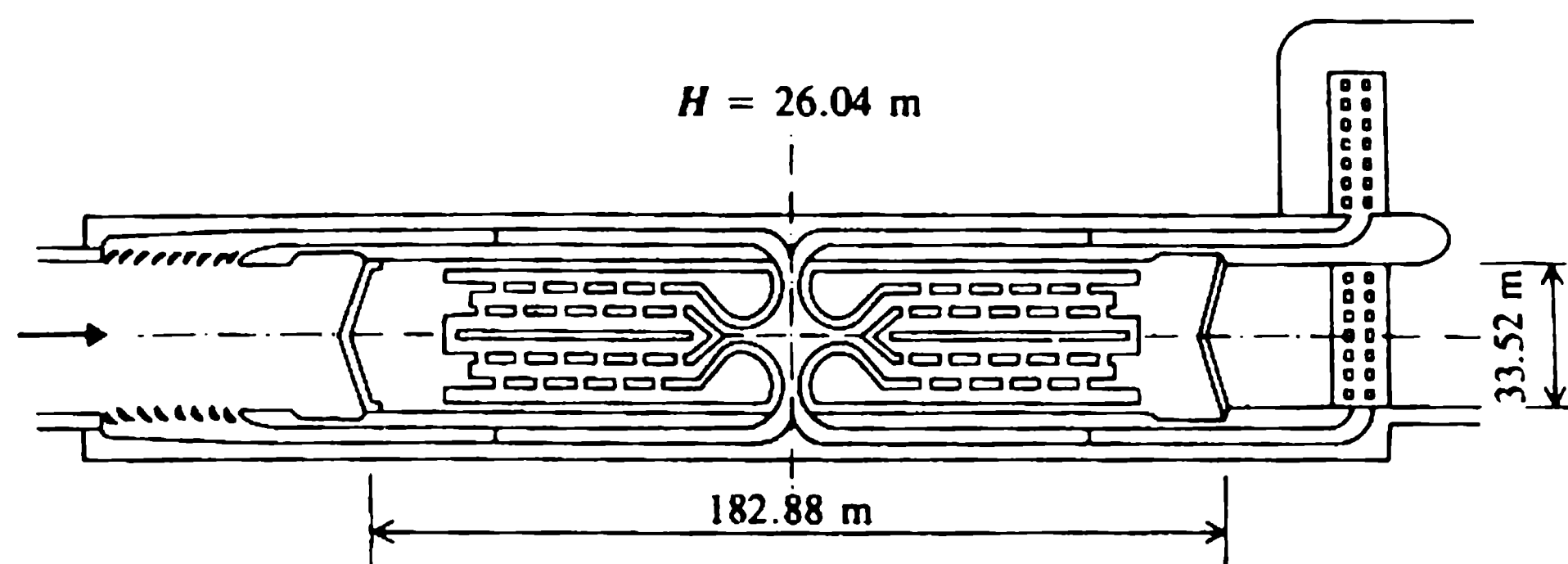
**Figura 11.12** Esclusas de llenado directo de cabezas altas (Čábelka, 1976).

total de todos los puertos de salida debe ser 1.3-1.5 veces mayor que el área de la sección transversal de la compuerta del alcantarilla totalmente abierta.

Los puertos de salida se distribuyen para asegurar, en la medida en que sea posible, igual efluente a lo largo de la alcantarilla, y por lo general están alternados, ubicados y conformados para garantizar que el efluente hacia la esclusa se dirija por debajo del fondo de las embarcaciones para que no ejerzan fuerzas laterales sobre ellas. Por la misma razón, los puertos de desagüe de las alcantarillas largas, situados en el fondo de la esclusa, se dirigen hacia sus paredes [figura 11.8(d)]. La tasa permitida de incremento en el afluente a una esclusa llena mediante una alcantarilla larga no debe exceder de  $dQ/dt < 0.6 \text{ m}^3 \text{ s}^{-2}$  al comienzo del llenado. La tasa media de elevación del nivel del agua en estas esclusas varía entre  $1.5 \text{ m min}^{-1}$  y  $2.0 \text{ m min}^{-1}$ .

Para esclusas de grandes dimensiones en planta y/o cabezas muy altas es necesario un sistema de llenado y vaciado más complejo, diseñado con base en estudios de modelos (Novak y Čábelka, 1981). Existen muchas esclusas con diversidad de diseños de sistemas de llenado y vaciado. Un ejemplo de tal sistema complejo utilizado en la esclusa de Bay Springs en la vía de navegación Tennessee-Tombigbee, Estados Unidos [ $L = 183 \text{ m}$ ,  $B = 33.50 \text{ m}$  y  $H = 26 \text{ m}$  (Petersen, 1986)] se muestra en la figura 11.13.

La cabeza máxima para la que se pueden utilizar esclusas de etapa única está establecida en lo básico por el límite para el cual se puede diseñar un racional siste-



**Figura 11.13** Sistema de llenado y vaciado de la esclusa de Bay Springs en la vía de navegación Tennessee–Tombigbee, Estados Unidos (Ables, 1978).

ma de llenado y vaciado técnicamente factible y viable desde el punto de vista de la economía y de los recursos hídricos. El flujo superficial y las olas de traslación, que generarán fuerzas inaceptables en las cuerdas de amarre de las embarcaciones guiadas, deben eliminarse tanto como sea posible. La velocidad de llenado está limitada en general por el peligro de cavitación en el sistema de llenado.

Ejemplos de cabezas muy altas utilizadas en esclusas de etapa única son el proyecto de Ust-Kamenogorsk sobre el río Irtysh, Rusia, con  $H = 42.5$  m (dimensiones de la esclusa  $100 \text{ m} \times 18 \text{ m}$ , profundidad mínima del agua  $2.5 \text{ m}$ ), el de la presa Carrapatelo sobre el río Duero, Portugal, con  $H = 35$  m y el de la presa John Day sobre el río Columbia, en los Estados Unidos, con  $H = 34.5$  m.

Sobre ríos canalizados utilizados también para generación hidroeléctrica, donde se deben minimizar los requerimientos de agua para la navegación, las cabezas altas deben superarse por medio de, ya sea, esclusas acopladas (el proyecto Gabčíkovo en el Danubio), esclusas de dos etapas (proyecto Djerdab en el Danubio), de tres etapas (proyecto Dnieprogress en el río Dniéper) o toda una cascada de esclusas con embalses intermedios. La economía en el manejo de aguas se obtiene a costa de incrementar el desembolso de capital y prolongar el tiempo de paso de las embarcaciones por la ruta dada.

#### 11.8.4 HIDRÁULICA DE ESCLUSAS

Los parámetros de diseño de mayor interés son el tiempo de llenado (vaciado)  $T$ , el caudal máximo  $Q$  y las fuerzas máximas que actúan sobre la embarcación durante el esclusaje. Si se supone que la esclusa se llena desde una antecámara grande con un nivel de agua constante, se puede escribir:

$$Q \, dt = ca(2gh)^{1/2} \, dt = -A \, dh \quad (11.9a)$$

donde  $A$  es el área en planta de la esclusa,  $h$  es la cabeza instantánea (la diferencia entre los niveles de agua en la antecámara y la esclusa),  $c$  es un coeficiente y  $a$  es el

área del sistema de llenado (área de la válvula); tanto  $c$  como  $a$  son funciones de tiempo, pero lo usual es que  $c$  se tome como constante.

Para una apertura completa instantánea del sistema de llenado, la ecuación (11.9a) arroja, para el tiempo de llenado de una esclusa con una cabeza total  $H$ ,

$$T = \int_0^T dt = - \frac{A}{ca(2g)^{1/2}} \int_H^0 \frac{dh}{h^{1/2}} = \frac{2A(H)^{1/2}}{ca(2g)^{1/2}}. \quad (11.10)$$

Para una apertura lineal del sistema en el tiempo  $T_1$  ( $a = a_1 T_1/t$ ),

$$\int_0^{T_1} dt = - \frac{A}{c(2g)^{1/2}} \int_H^{h_{T_1}} \frac{dh}{a_1 h^{1/2}} = - \frac{AT_1}{ca(2g)^{1/2}} \int_H^{h_{T_1}} \frac{dh}{h^{1/2}}. \quad (11.11)$$

Entonces:

$$\int_0^{T_1} t \, dt = \frac{2AT_1}{ca(2g)^{1/2}} (H^{1/2} - h_{T_1}^{1/2}) \quad (11.12)$$

y:

$$T_1 = \frac{4A(H^{1/2} - h_{T_1}^{1/2})}{ca(2g)^{1/2}}. \quad (11.13)$$

El tiempo de llenado total a partir de las ecuaciones (11.10) y (11.13) es así:

$$T = T_1 + \frac{2Ah_{T_1}^{1/2}}{ca(2g)^{1/2}} = \frac{T_1}{2} + \frac{2AH^{1/2}}{ca(2g)^{1/2}} \quad (11.14)$$

(generalmente, la apertura del sistema de llenado es no lineal). De la misma manera se puede deducir la ecuación para el tiempo que empareja los niveles de agua entre las dos esclusas de las áreas  $A_1$  y  $A_2$ . Para una apertura instantánea total del sistema de llenado,

$$T = \frac{2A_1A_2H^{1/2}}{(A_1 + A_2)ca(2g)^{1/2}}. \quad (11.15)$$

Si,  $A_1 = A_2$ ,

$$T = \frac{AH^{1/2}}{ca(2g)^{1/2}} \quad (11.16)$$

y para  $A_1 = \infty$  se obtiene de nuevo la ecuación (11.10).

El tiempo de llenado de una esclusa por una altura de caída libre  $h_1$  sobre una compuerta de ancho  $B$  está dada aproximadamente por:

$$T = \frac{AH}{2/3C_d B(2g)^{1/2} h_1^{3/2}}. \quad (11.17)$$

(La ecuación (11.17) ignora el cambio de flujo de salida modular a no modular en el extremo del llenado).

Si la apertura del sistema de llenado es gradual pero no lineal, se debe calcular el tiempo de llenado mediante un método de pasos, por ejemplo de la ecuación (11.10) se tiene que:

$$\Delta t = \frac{2A}{ca(2g)^{1/2}} (h_{i-1}^{1/2} - h_i^{1/2}); \quad (11.18)$$

entonces:

$$h_i = \left( h_{i-1}^{1/2} - \frac{c(2g)^{1/2}a}{2A} \Delta t \right)^2. \quad (11.19)$$

La ecuación (11.19) también da la tasa de cambio de la profundidad en la esclusa ( $H - h_i$ ) y permite calcular el cambio de caudal con el tiempo a partir de la ecuación (11.9a):

$$Q_i = ca_i(2gh_i)^{1/2} \quad (11.9b)$$

[en las ecuaciones (11.18) y (11.19),  $a$  es una función del tiempo].

De interés particular, por supuesto, es el caudal máximo  $Q_{\text{máx}}$ . En el caso especial de una apertura lineal del sistema de llenado (vaciado) se puede determinar analíticamente  $Q_{\text{máx}}$  y la altura en que ocurre a partir de las dos ecuaciones:

$$t^2 = \frac{4AT_1}{ca(2g)^{1/2}} (H^{1/2} - h_i^{1/2})$$

y

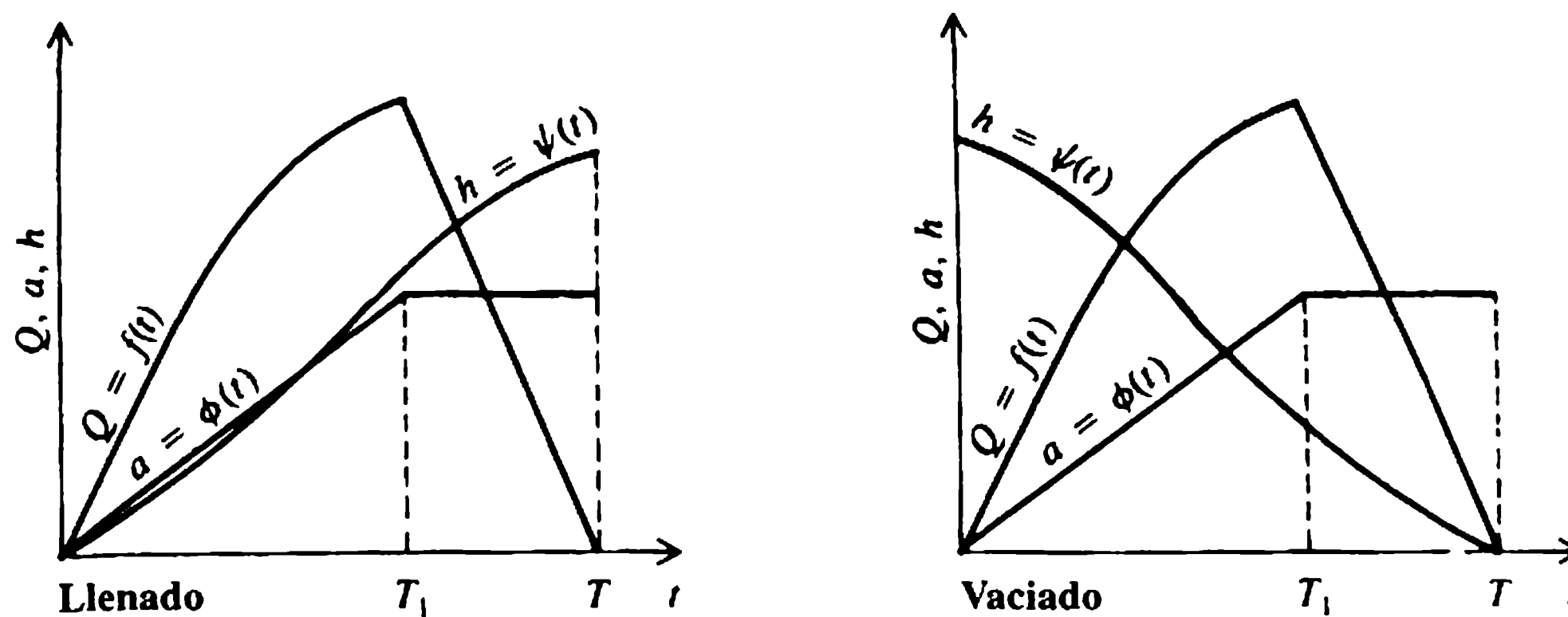
$$Q = \frac{cat(2gh_i)^{1/2}}{T_1}.$$

Para  $Q_{\text{máx}}$ ,  $dQ/dh_i = 0$ , lo que arroja:

$$h_i = \frac{4}{9} H. \quad (11.20)$$

El caudal máximo ocurre a  $4/9 H$  si el sistema de llenado no está aún abierto en su totalidad en el momento en que se alcanza este nivel, es decir, el criterio es el valor de  $h_{T_1}$  calculado a partir de la ecuación (11.13). Si  $h_{T_1} < 4/9 H$  el caudal máximo ocurre a  $4/9 H$ ; si  $h_{T_1} > 4/9 H$  entonces el máximo caudal ocurre para una cabeza de  $h_{T_1}$  correspondiente al extremo de la apertura del sistema de llenado (vaciado). El tiempo real de llenado puede ser hasta 12% menor que el calculado debido a los efectos de inercia en el sistema de llenado.

El coeficiente del caudal varía en general entre 0.6 y 0.9 y es función de la geometría del sistema. Aunque también es función del tiempo, en los cálculos se utiliza un valor promedio de  $c$ , mejor determinado a partir de experimentos de campo o de



**Figura 11.14** Variación de  $Q$ ,  $a$  y  $h$  con el tiempo.

modelos. Las formas usuales de los valores de  $Q$ ,  $a$  y  $h$  en función del tiempo (Novak, 1989) se muestran en la figura 11.14.

Durante el movimiento producido por la esclusa, la embarcación está atada a bolar-dos con cuerdas que forman un ángulo entre  $20^\circ$  y  $40^\circ$  con el eje longitudinal de la esclusa (embarcación). A causa de la inercia, durante los pequeños movimientos de la embarcación la fuerza en las cuerdas,  $R$ , es cerca de 35% más grande que la fuerza,  $P$ , que actúa sobre la embarcación. La tensión resultante en la cuerda es entonces:

$$R = 1.35P / \cos 40^\circ = 1.75P. \quad (11.21)$$

Por seguridad, la tensión permitida está limitada por:

$$R_{\text{per}} = D/600 \quad (11.22)$$

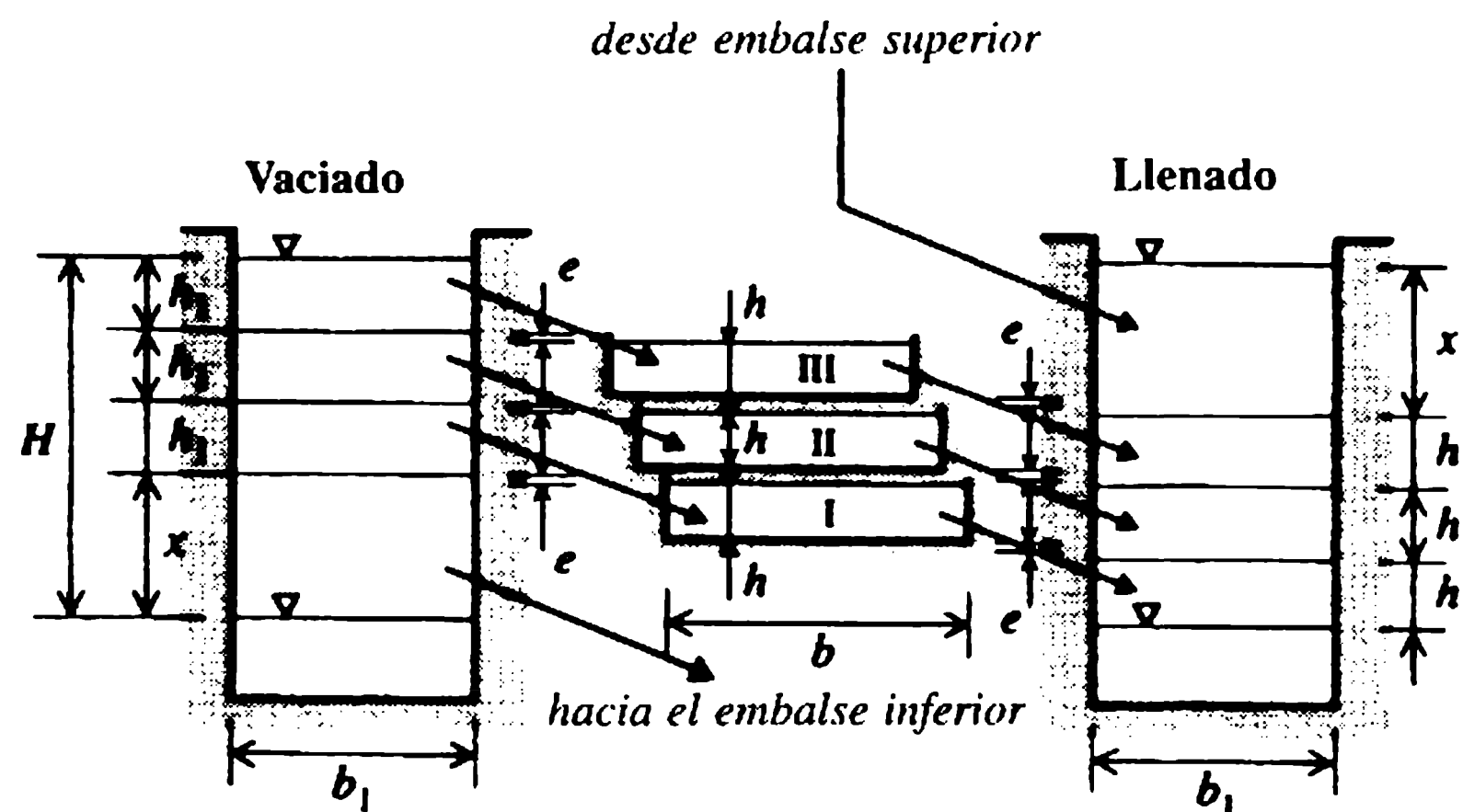
donde  $D$  es el desplazamiento de la embarcación (en toneladas). En Europa oriental se utiliza la relación (Čábelka, 1976):

$$R_{\text{per}} = D^{3/5}/20 \quad (11.23)$$

La fuerza  $P$  tiene tres componentes principales:  $P_1$ , la resistencia de la embarcación;  $P_2$ , la fuerza debida a la pendiente longitudinal de la superficie del agua en la esclusa;  $P_3$ , la fuerza debida a la acción de una onda de traslación causada principalmente por cambios 'repentinos' en el afluente a (efluente desde) la esclusa.  $P_1$  y  $P_2$  actúan entre sí y, en alto grado, cancelándose [para detalles adicionales, ver también Jong y Vrijer (1981)].

El valor de  $P_3$ , que es cerca de 80% de  $P$ , está influenciado en particular por el valor de  $dQ/dt$ . Así, la fuerza que actúa sobre la embarcación durante el movimiento de la esclusa puede restringirse imponiendo un límite permitido a  $dQ/dt$  durante las operaciones de llenado (vaciado) (secciones 11.8.2 y 11.8.3). Esto se logra mejor controlando la tasa de apertura de las válvulas del sistema de llenado y/o la forma de las alcantarillas en las válvulas. El valor límite de la componente transversal de las fuerzas horizontales que actúan sobre la embarcación no debe exceder 50% de la componente longitudinal  $P$ .





**Figura 11.15** Tanques económicos.

### 11.9 Esclusas económicas

En canales donde haya escasez de agua, las cabezas altas pueden superarse mediante ascensores (sección 11.10) o mediante esclusas con tanques económicos; estos últimos tienen la ventaja de que permiten el manejo simultáneo de remolcadores grandes pero requieren terrenos más grandes que los utilizados para ascensores. En las esclusas económicas, se logra una reducción considerable del consumo de agua transportando, por gravedad, a los tanques económicos, parte del agua durante el vaciado de la esclusa, para regresarla de nuevo por gravedad a la esclusa durante el llenado subsecuente (figura 11.15).

Por lo común, los tanques económicos se construyen contiguos a la pared lateral de la esclusa, ya sea como embalses abiertos o cerrados superpuestos. Cada tanque se conecta con la esclusa mediante su propio conducto, provisto de compuertas de dos vías. Al incrementar el número de tanques a más de cuatro, sólo se logra una pequeña reducción adicional en el consumo de agua y los tiempos de manejo se incrementan de forma desproporcionada en comparación con esclusas simples. Las esclusas con tanques económicos se utilizan para cabezas de hasta 30 m, para las cuales pueden aún diseñarse de manera que su eficiencia sea comparable con los tipos estándar de ascensores de embarcaciones.

Si  $b$  y  $b_1$  son los anchos del tanque económico y de la esclusa,  $h$  y  $h_1$  son los incrementos de profundidades en el tanque y la esclusa,  $n$  es el número de tanques económicos,  $e$  el exceso de cabeza permitida durante la operación (tomaría demasiado tiempo esperar que el nivel completo sea igual) y  $x$  es la profundidad residual para llenar desde (durante el llenado) o descargar al (durante el vaciado) canal, de modo que, si se supone que la esclusa y el tanque tienen longitudes iguales:

$$b_1 h_1 = b h \quad \text{o} \quad K = b_1 / b = h / h_1 (< 1),$$

$$x = e + h + e + h_1 = 2e + h_1 + h = 2e + (K + 1)h_1 \quad (11.24)$$

Para un ascenso total,  $H$ , y el ascenso proporcionado por los tanques,  $nh_1$ ,

$$H = x + nh_1,$$

$$h_1 = (H - x) / n. \quad (11.25)$$

Entonces, de acuerdo con las ecuaciones (11.24) y (11.25), la pérdida de cabeza:

$$x = \frac{2en + (K+1)H}{n+K+1} \quad (11.26)$$

o la pérdida relativa de cabeza:

$$\frac{x}{H} = h_r = \frac{K+1+2en/H}{n+K+1} \simeq \frac{K+1}{n+K+1}. \quad (11.27)$$

La eficiencia,  $\eta$ , de la esclusa económica es:

$$\eta = 1 - h_r = \frac{n-2en/H}{K+n+1} \simeq \frac{n}{K+n+1}. \quad (11.28)$$

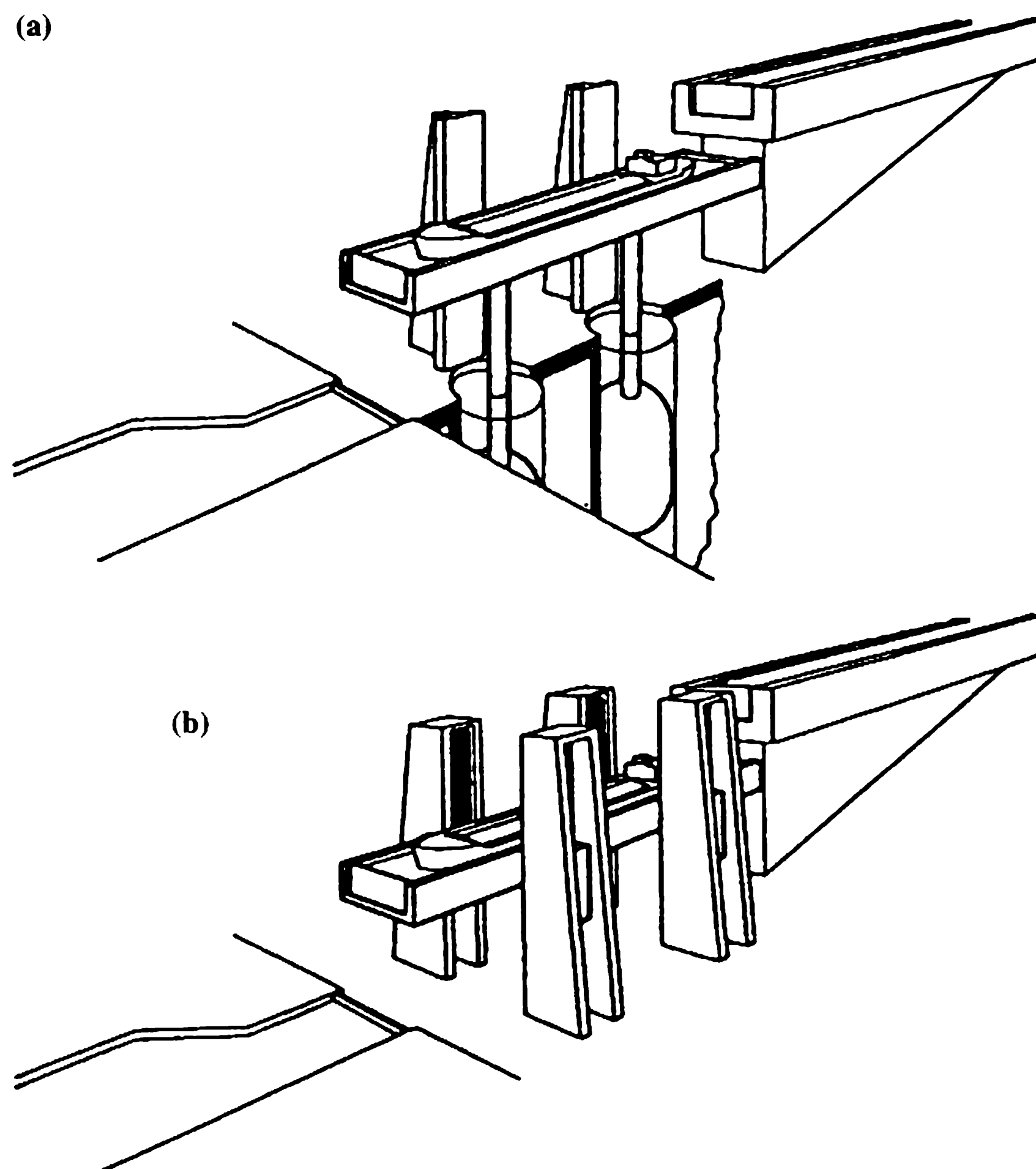
$\eta$  y  $h_r$  no son fuertemente dependientes de  $H$  ya que, en general,  $2en \ll H$ . El valor de  $K$  usualmente está entre 0.5-0.7. Se gana muy poco al incrementar  $n$  más de 4 ó 5, o al disminuir  $K$ . A menudo un gran número de tanques angostos es más barato que un número pequeño de unos más anchos.

## 11.10 Ascensores y planos inclinados

Si el suministro de agua para la operación de esclusas de cabezas altas causa problemas mayores, es posible utilizar ascensores de embarcaciones, para cuya operación los requerimientos de agua son casi inexistentes. Para superar cabezas muy altas (hasta de 100 m) sólo los ascensores de embarcaciones son en realidad factibles. Como regla general, tales estructuras constan de cámaras horizontales llenas de agua y provistas de compuertas en ambos extremos. Dichas cámaras tienen una longitud máxima aproximada a 100 m. Por tanto, son apropiadas para la operación de barcazas y trenes cortos empujados (1+1); los trenes de empuje más grandes deben desconectarse. Sin embargo, debido a las grandes velocidades de viaje de la cámara, la capacidad de los ascensores de embarcaciones es relativamente alta.

De acuerdo con la dirección del movimiento de la cámara, los ascensores pueden ser verticales o inclinados. Para balancear y mover la cámara del bote llena de agua, los ascensores verticales utilizan pistones, flotadores [figura 11.16(a)], contrapesos [figura 11.16(b)] u otros mecanismos especiales.

Los ascensores inclinados tienen por lo común la cámara de la embarcación montada sobre un carro inferior que viaja sobre un riel en un plano inclinado, ya sea con dirección del eje longitudinal de la cámara o normal a ésta (figura 11.17). Como regla, la cámara se equilibra con un peso suspendido que viaja sobre un riel inclinado por debajo del carro inferior de la misma. La aceleración de la cámara durante el arranque y la desaceleración durante el frenado deben ser suficientemente pequeña para mantener las variaciones del nivel del agua en la cámara dentro de límites permitidos, para reducir las fuerzas en las cuerdas de amarre del bote a una magnitud aceptable. Para reducir estas fuerzas, algunas veces parte del agua se deja fuera de la cámara antes de su ascenso para posar el bote en el fondo de la pileta y luego

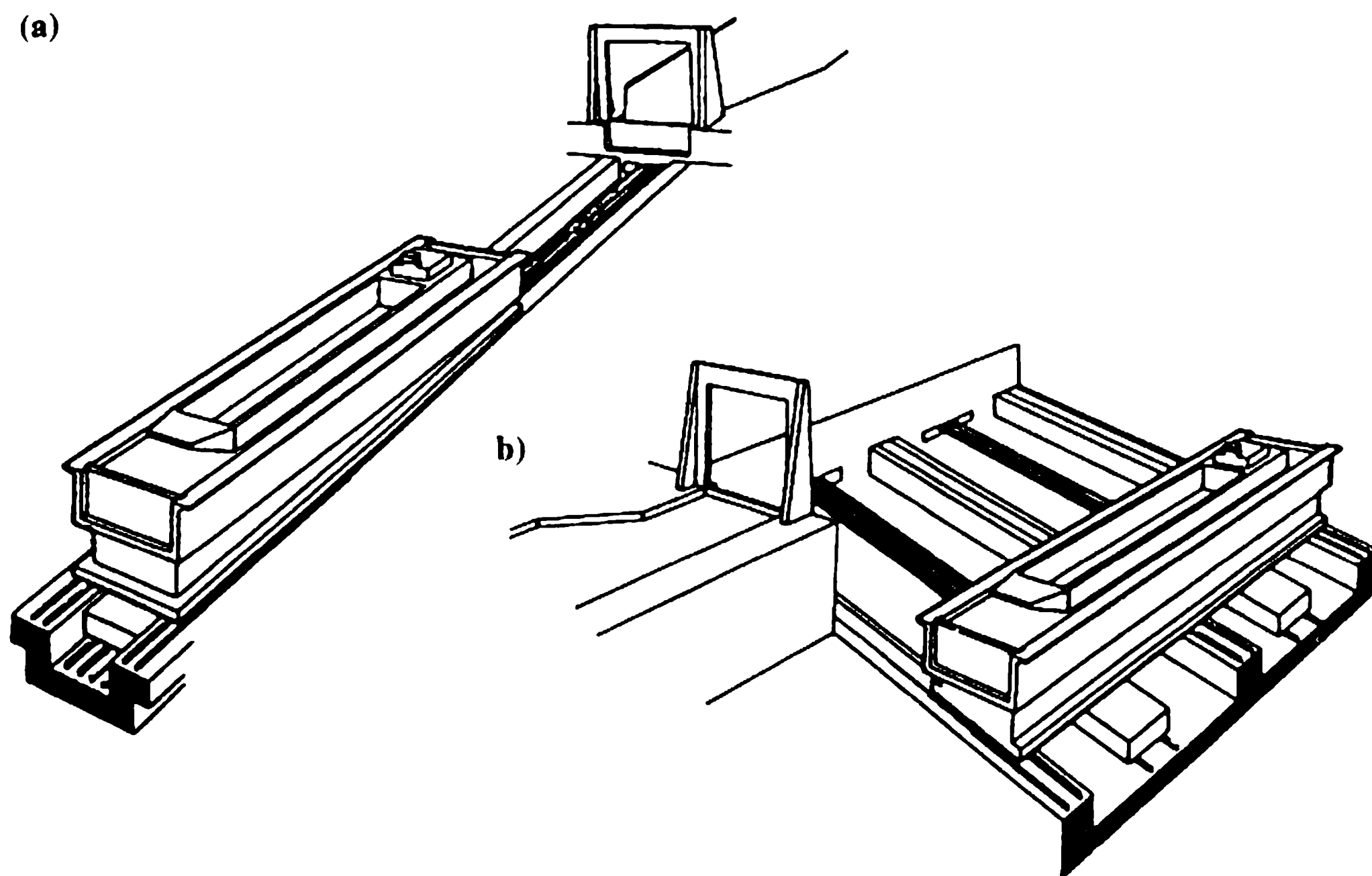


**Figura 11.16** Ascensores de embarcaciones verticales con (a) flotadores o (b) contrapeños (Čábelka y Gabriel, 1985).

estabilizarlo. Los ascensores de botes son más sensibles en operación que las esclusas y más propensos a daños.

J. Aubert diseñó un tipo especial de ascensor de embarcación inclinado, consistente en una cámara inclinada con un muro retenedor de agua móvil (*pente d'eau*), que forma una cuña de agua en la cual flota la embarcación. La 'pared' se mueve mediante dos locomotoras eléctricas acopladas con el bote flotante amarrado a ellas. Las dificultades en la operación pueden ser ocasionadas por el sello circunferencial del muro móvil retenedor de agua. Este tipo de ascensor de embarcaciones se ha construido en Montech en el río Garonne (Aubert, Chaussin y Cancelloni, 1973).

Un ejemplo de ascensor vertical de botes excepcionalmente alto y grande es el ascensor de Strepv-Thieu en el canal de Centre en Bélgica (en construcción en 1994). El ascensor, que remplaza cuatro ascensores más antiguos de cerca de 17 m de altura cada uno y una capacidad de 300 toneladas, supera una elevación de cerca de 73 m y tiene dos cámaras (balanceadas) cada una de 112 m de longitud, 12 m de ancho, 8 m de altura y un peso de 2200 toneladas.



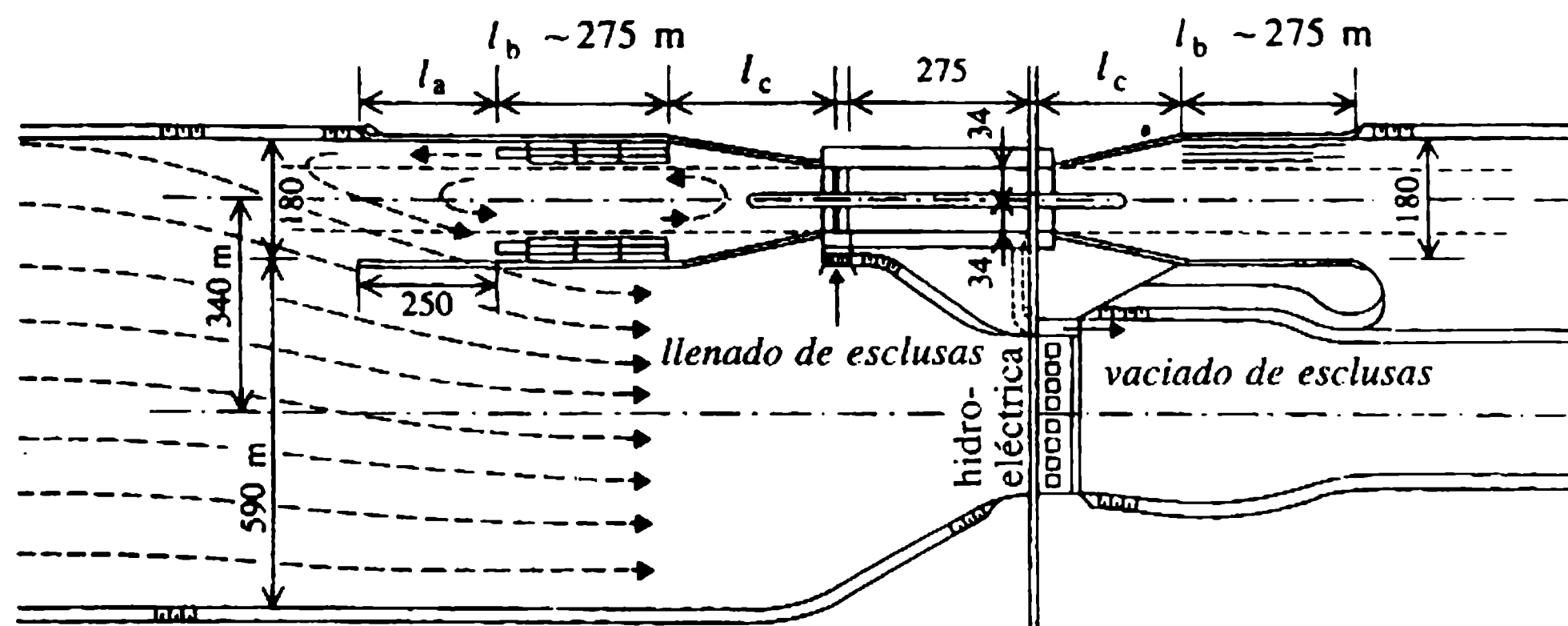
**Figura 11.17** Ascensores inclinados de embarcaciones (Čábelka y Gabriel, 1985)

### 11.11 Zona de acceso a la esclusa

La zona de acceso a la esclusa, transición entre el río navegable y la esclusa, debe diseñarse tanto para asegurar la entrada rápida a la dársena de acercamiento y a la esclusa como para permitir el amarre de las embarcaciones que esperan entrar a la esclusa mientras está operando, para dar paso a otras embarcaciones aguas arriba o aguas abajo. El ancho de la dársena de acceso dependerá entonces de los factores mencionados con anterioridad, así como del número de esclusas (única, gemelas, etc.) y el número probable de trenes de empuje que espera manejarse.

En una vía navegable con agua fluyendo, la dársena de acceso se divide en tres partes (figura 11.18). La primera parte  $l_a$  está destinada al freno de las embarcaciones que entran a la esclusa o a acelerar su salida. La siguiente parte  $l_b$  está diseñada para el paso y la retención de las embarcaciones o trenes empujados y, posiblemente, para su amarre. La tercera parte  $l_c$  con espolones o muros de guía (con inclinaciones de 1 a 4 ó 1 a 5) representa una transición entre la dársena de acercamiento más ancha y la cabecera más angosta de la esclusa.

Las dársenas de acceso de las esclusas sobre ríos canalizados están por lo común separadas de las plantas hidroeléctricas o de los vertederos mediante un largo muro divisorio o una isla. Un cambio abrupto del ancho de la sección transversal produce regiones de flujo crítico con contracciones laterales y flujo transversal, o incluso en reversa; estas condiciones son muy desfavorables para la navegación y pueden causar accidentes. Para reducir la velocidad transversal por debajo del valor máximo permitido de cerca de  $0.35 \text{ m s}^{-1}$  es aconsejable colocar un paso para el agua en la pared divisoria cerca de la cabecera (figura 11.18).



**Figura 11.18** Esclusa con accesos en el Danubio (Čábelka y Gabriel, 1985); dimensiones en metros.

Las dársenas de acceso de las esclusas de navegación en canales de aguas en reposo pueden ser simétricas o antisimétricas en planta y son de ordinario relativamente cortas, puesto que no se requiere una longitud para el freno, ya que las embarcaciones pueden reducir su velocidad antes de entrar a la dársena de acceso. Esto mismo se aplica a dársenas de acceso aguas abajo de las esclusas en vías fluviales con aguas en movimiento, puesto que las embarcaciones entran con la dirección contraria al flujo.

Sin embargo, los accesos a las esclusas aguas abajo tienen que protegerse contra corrientes indeseables originadas en el vertedero y/o descargas de plantas hidroeléctricas y del sistema de vaciado de la esclusa.

Cuando se diseñan estructuras de protección, postes de amarras, espolones, etc., es necesario tener en cuenta las fuerzas (y desplazamientos) que podrían ocurrir debido al impacto de las embarcaciones durante el amarre o colisiones. La fuerza resultante dependerá de la velocidad de la embarcación y de su ángulo con la estructura de protección, así como por supuesto, del desplazamiento de la embarcación. En general, los remolques empujados cargados tienen velocidades y ángulos de colisión más pequeños que los descargados. Los cálculos teóricos son bastante complejos, pero mediciones en prototipos indican que la colisión se puede esquematizar como un sistema lineal amortiguado de masa-resorte. La contribución de los postes de amarras y el terreno a la amortiguación es considerable (Vrijer, 1983).

## 11.12 Puertos interiores

Los puertos interiores que sirven para la carga y descarga de embarcaciones, la transferencia de mercancías y sus operaciones de manejo posteriores están relacionados con sus rutas de transporte a su destino final por agua, carreteras y/o rutas de transporte en ductos. Los puertos pueden tener zonas o dársenas especializadas para la transferencia de ciertas cargas [minerales, carbón, agregados, arena, envíos individuales, contenedores, etc. (Porteous, 1977)].



La extensión, localización y disposición del puerto interior están determinadas por su capacidad de transferencia. Para una capacidad pequeña puede construirse un puerto directamente sobre la orilla de un río o canal navegable ampliándolo a por lo menos dos o tres anchos de embarcaciones estándar, o al ancho requerido para el viraje de la barcaza. Para una capacidad de transferencia media es más ventajoso construir una o dos dársenas de puerto por fuera de la vía navegable, conectadas con la vía principal mediante una entrada diseñada apropiadamente.

Un puerto de gran capacidad de transferencia debe ser tan compacto como sea posible; debe tener varias dársenas conectadas con la vía fluvial mediante un canal de acceso, que se extiende más allá de la entrada a la dársena de acceso al puerto destinada a la formación de los trenes empujados o para las embarcaciones que esperan ser descargadas. Una dársena de viraje se sitúa casi siempre en las proximidades de la dársena de acceso al puerto. La disposición del puerto depende sobre todo de las condiciones locales y del propósito para el cual debe servir.

La transferencia manual o semi-mecánica de carga en puertos se ha remplazado casi en su totalidad por la operación mecánica continua o discontinua (bandas transportadoras, transportadores neumáticos y bombas), en particular para el transporte de líquidos. La transferencia continua automática adecuada para grandes cantidades de carga es la forma más productiva, sobre todo para carga voluminosa y líquida.

Las carrileras de las grúas de pórtico tienen sus rieles tendidos a lo largo de la orilla, tan cerca al agua como sea posible, para asegurar que por lo menos dos barcazas estén dentro del alcance de sus brazos giratorios. En aras de la eficiencia, las grúas no deben moverse en distancias excesivamente largas pero deben tener un radio de acción grande. Algunos puertos tienen grúas de pórtico estacionarias con troles móviles, dispuestos para la transferencia de mercancía muy pesada y voluminosa. En sus inmediaciones, superficies de concreto se construyen para ensamblar productos de gran tamaño que no pueden ser transportados al puerto mediante carreteras o ferrocarriles debido a sus grandes dimensiones. Para productos de peso y dimensiones excesivos, que no pueden manejarse de otra manera, tienen que utilizarse sistemas de transferencia de rodamiento.

Para mercancías sensibles a la humedad, se utilizan atracaderos entejados, provistos de montacargas elevados. Además, los puertos están provistos con instalaciones de almacenamiento modernas para el empacamiento de mercancías, terrenos para almacenamiento temporal y silos de granos. Aparte del área principal del puerto existen tanques de gran capacidad para el almacenamiento de sustancias inflamables, ubicados en la proximidad de los atracaderos de los buques cisterna.

La intensidad, cada vez mayor, de utilización de las vías fluviales interiores y la mecanización de las operaciones de transferencia necesitan control automático de los puertos y las operaciones de transferencia. Esto es en particular válido en el sistema de rápido desarrollo de transporte en contenedores. Los sistemas de control automático de contenedores en los terminales están basados en la combinación apropiada del procesamiento de la información por computador y en el control remoto de la transferencia de mercancías operadas por el hombre (Bourrieres y Chameroy, 1977).



### Ejemplo 11.1

Una esclusa de navegación, de 200 m × 12 m en planta y con una cabeza de 9.00 m, se llena a través de dos conductos longitudinales con compuertas rectangulares de 3 m de ancho que controlan el flujo. El coeficiente total de caudal del sistema de llenado es de 0.65 y las compuertas se abren a 8.5 mm s<sup>-1</sup> con una velocidad uniforme en 4.5 min. Determinar el caudal máximo que entra a la esclusa y el tiempo total de llenado.

### Solución

El tiempo de apertura de las compuertas es  $T = 4.5 \times 60 = 270$  s. El área del flujo para una compuerta totalmente abierta es  $3 \times 0.0085 \times 270 = 6.885$  m<sup>2</sup>. El área del flujo del sistema de llenado es  $2 \times 6.885 = 13.77$  m<sup>2</sup>. De acuerdo con la ecuación (11.14), para una apertura lineal del sistema de llenado el tiempo total de llenado es:

$$T = \frac{T_1}{2} + \frac{2AH^{1/2}}{ca(2g)^{1/2}} = \frac{270}{2} + \frac{2 \times 200 \times 12\sqrt{9}}{0.65 \times 13.77\sqrt{19.62}} = 496 \text{ s.}$$

La cabeza de la esclusa en el extremo de la apertura de las compuertas,  $h_{T_1}$ , es según la ecuación (11.13):

$$270 = \frac{4AH^{1/2} - h_{T_1}^{1/2}}{ca(2g)^{1/2}} = \frac{4 \times 200 \times 12(3 - h_{T_1}^{1/2})}{0.65 \times 13.77\sqrt{19.62}}$$

Entonces  $h_{T_1} = 3.55$  m.  $Q_{\text{máx}}$  ocurre ya sea en  $h_{T_1}$  o  $4/9H$ , el que sea más grande; en este caso  $4/9H = 4/9 \times 9 = 4$  m > 3.55 m.

El tiempo en el cual  $h = 4$  m puede obtenerse a partir de la ecuación:

$$\int_0^t t \, dt = - \frac{AT_1}{ca(2g)^{1/2}} \int_H^{h_t} \frac{dh}{h^{1/2}} = \frac{2AT_1}{ca(2g)^{1/2}} (H^{1/2} - h_t^{1/2}) = t^2/2;$$

para  $h_t = 4$  m:

$$t^2 = \frac{4 \times 200 \times 12 \times 270}{0.65 \times 13.77\sqrt{19.62}} (\sqrt{9} - \sqrt{4}) = 65\,370 \text{ s}^2.$$

de modo que  $t = 256$  s (< 270 s) y el caudal máximo ocurre antes de que el sistema de llenado esté totalmente abierto. En el tiempo,  $t = 256$  s, el área de la apertura del sistema es  $(13.77 \times 256)/270 = 13.056$  m<sup>2</sup>. Por tanto [de acuerdo con la ecuación (11.9)],  $Q_{\text{máx}} = 0.65 \times 13.056 \times 19.6 = 75.19$  m<sup>3</sup> s<sup>-1</sup>.

### Ejemplo 11.2

Una esclusa económica tiene cuatro dársenas de su misma longitud (225 m), cada una con un ancho de 20 m. Si el ancho de la cámara de la esclusa es 12 m, el ascenso

total es 24 m y la cabeza residual en cada una de las dársenas económicas es 0.20 m, determinar la eficiencia de la esclusa económica y el ahorro diario en el consumo de agua si hay 18 movimientos de esclusa por día.

### Solución

De acuerdo con la ecuación (11.26) con  $K = 12/20 = 0.6$ ,

$$x = \frac{2en + (K+1)H}{n + K + 1} = \frac{2 \times 0.2 \times 4 + 1.6 \times 24}{4 + 0.6 + 1} = 7.143 \text{ m.}$$

El consumo normal de agua para un esclusaje es  $12 \times 24 \times 225 \text{ m}^3$ , y el consumo de una esclusa económica es  $12 \times 7.143 \times 225 \text{ m}^3$ . La eficiencia de la esclusa económica es  $(24 - 7.43)/24 = 70\%$ . El ahorro de agua por día es  $18 \times 225 \times 12(24 - 7.143) = 819\,250 \text{ m}^3$ .

- 
- Ables, J.H. Jr (1978) *Filling and Emptying System for Bay Springs Lock, Tennessee-Tombigbee Waterway, Mississippi*, Technical Report h-78-19, US Army Corps of Engineers Waterways Experimental Station.
- Aubert, J., Chaussin, P. and Cancelloni, M. (1973) La pente d'eau à Montech, in *Navigation Ports et Industries*, Paris, pp. 291-6.
- Blaauw, H.G. and Verhey, H.J. (1983) Design of inland navigation fairways. *American Society of Civil Engineers Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, **109** (1) 18-30.
- Bourrieres, P. and Chameroy, J. (1977) *Ports et Navigation Modernes*, Eyrolles, Paris.
- Bouwmeester, J., Kaa, E.J. van de, Nuhoff, H.A. and van Orden, R.G.J. (1977) Recent studies on push towing as a base for dimensioning waterways, in *Proceedings of the 24th International Navigation Congress*, PIANC, Leningrad, Paper SI-C3, 34 pp.
- Čábelka, J. (1976) *Inland Waterways and Inland Navigation*, SNTL, Prague (in Czech).
- Čábelka, J. and Gabriel, P. (1985) Inland waterways, in *Developments in Hydraulic Engineering*, Vol. 3 (ed. P. Novak), Elsevier Applied Science, London.
- Edwards, L.A. (1972) *Inland Waterways of Great Britain*, Imray, Laurie, Norie and Wilson, London.
- Fuehrer, M. (1985) Wechselbeziehungen zwischen Schiff und beschraenktem Fahrwasser. *Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser und Grundbau*, (49), 125 pp.
- Hilling, D. (1977) *Barge Carrier Systems – Inventory and Prospects*, Benn, London.
- Hydro Delft (1985) Report No. 71, Delft Hydraulics Laboratory (special issue on navigation in restricted waterways).
- Jong, R.J. de and Vrijer, A. (1981) Mathematical and hydraulic model investigation of longitudinal forces on ships in locks with door filling systems, in *Proceedings of the 19th IAHR Congress*, New Delhi.
- Kaa, E.J. van de (1978) Power and speed of push-tows in canals, in *Proceedings of the Symposium on Aspects of Navigability of Constraint Waterways Including Harbour Entrances*, Delft Hydraulic Laboratory, 16 pp.
- Kolkman, P.A. (1978) Ships meeting and generating currents (general lecture), in *Proceedings of the Symposium on Aspects of Navigability of Constraint Waterways Including Harbour Entrances*, Delft Hydraulic Laboratory, 26 pp.

### Referencias

- Kubec, J. (1981) Improvement of the integration of ocean and inland navigation by means of a unified system of dimensions of barges and lighters, in *Proceedings of the 25th International Navigation Conference*, PIANC, Edinburgh, Section S1, Vol. 4, pp. 577-85.
- Kuhn, R. (1985) *Binnenverkehrswasserbau*, Ernst, Berlin.
- Novak, P. (1994) Inland waterways, in *Kempe's Engineering Yearbook* (ed. C. Sharpe), Benn, Tonbridge, Chapter L2.
- Novak, P. and Čábelka, J. (1981) *Models in Hydraulic Engineering: Physical Principles and Design Application*, Pitman, London.
- Petersen, M.S. (1986) *River Engineering*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Porteous, J.D. (1977) *Canal Ports*, Academic Press, London.
- Schofield, R.B. and Martin, C.A. (1988) Movement of ships in restricted navigation channels. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **85** (March), 105-20.
- Seiler, E. (1972) Die Schubschiffahrt als Integrationsfaktor zwischen Rhein und Donau. *Zeitschrift für Binnenschiffahrt und Wasserstrassen*, (8).
- Vrijer, A. (1983) Fender forces caused by ship impacts, in *Proceedings of the 8th International Harbour Congress*, Antwerp.
- US Army Corps of Engineers (1980) *Layout and Design of Shallow Draft Waterways*, Engineering 1110-2-1611.

# Desarrollo de la potencia hidroeléctrica

# 12

La potencia hidroeléctrica es extraída del potencial natural de los recursos de agua utilizables, y cerca de un cuarto de los requerimientos de potencia mundiales en el presente se obtienen por este medio. Cualquier programa de recursos hídricos en los que un proyecto de generación hidroeléctrica pueda formar parte tiene impactos ambientales y sociales que deben tenerse en cuenta en las etapas iniciales de planeación. También deben considerarse con cuidado las implicaciones legales y políticas.

Uno de los factores más importantes que afecta cualquier desarrollo hidroeléctrico es el costo del proyecto. Con los costos en alza y la escasez de recursos, tienen que hacerse comparaciones económicas con otras fuentes de energía (por ejemplo, plantas térmicas, de petróleo, de carbón, nuclear, etc.). A este respecto, el hecho de que, el costo del combustible para generación de potencia en una planta térmica convencional, a diferencia del costo del 'combustible' en una planta hidroeléctrica, aumente por lo menos con la inflación, hace que las plantas hidroeléctricas tengan ventajas económicas, en particular a largo plazo.

Los avances tecnológicos recientes en la generación de potencia hidroeléctrica permiten la selección de diseños apropiados que incorporan requerimientos ambientales y sociales. Algunas de las innovaciones en el desarrollo de unidades turbo-generadoras especiales, como unidades de tipo bulbo y con eje inclinado, sugieren también reducciones considerables en los costos de construcción, aumentando así la relación costo-beneficio de un proyecto. Por consiguiente, la selección del diseño final requiere comparar muchas propuestas alternativas de varios sitios, que pueden incorporar las facilidades de expansión para satisfacer demandas futuras.

Estimaciones recientes (NU, 1981) indican que la producción hidroeléctrica mundial total en la actualidad es cerca de 17% del potencial mundial utilizable y se elevará a cerca de 80% en el año 2020. Sin embargo, los proyectos actualmente en planeación o en construcción suman sólo cerca de 28%; la conferencia de energía de las NU en 1981 resaltó el estado del arte de las probables tendencias de generación hidroeléctrica a desarrollar en las siguientes dos décadas.

## 12.1 Introducción

## 12.2 Perspectiva del desarrollo mundial de la potencia hidroeléctrica

Simeons (1980) produjo estadísticas de las capacidades instaladas en 1976 del suministro total de potencia y sus componentes hidroeléctricos en varios países y concluyó que los países con los mayores porcentajes son Noruega (99.5%), Zambia (97.7%), Islandia (96%), Holanda (90%), Brasil (88%), Suiza (87%), Marruecos (85%) y Luxemburgo (81%), mientras que países como Australia (28%), India (42%), Corea (15%), el Reino Unido (3.2%), Estados Unidos (13%) y la Unión Soviética (21%) han desarrollado proyectos de generación de potencia hidroeléctrica de forma muy limitada, a pesar de tener los potenciales más altos de mareas a lo largo de sus litorales.

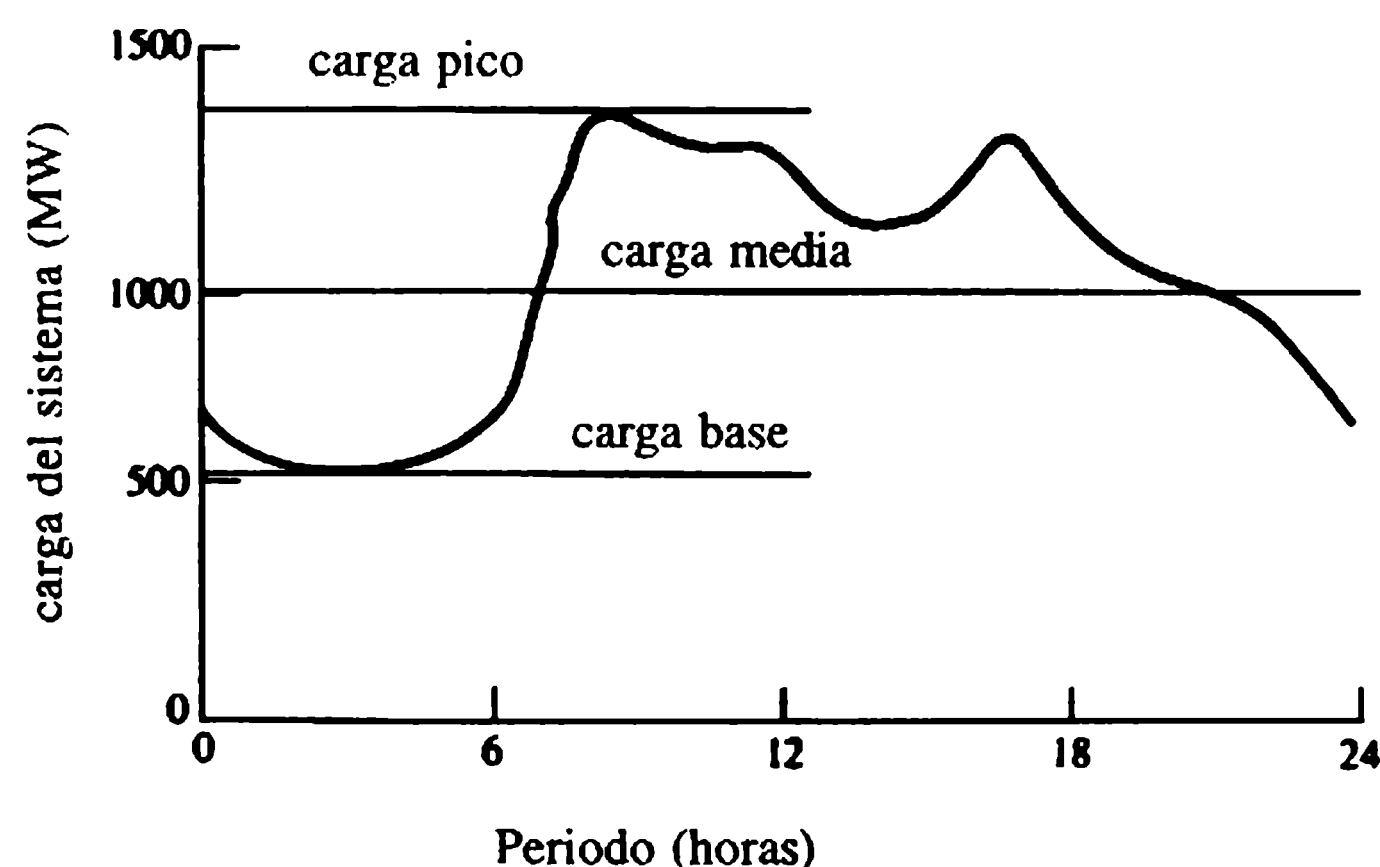
En el Reino Unido, donde las plantas de generación hidroeléctrica están situadas casi en su totalidad en Escocia (exceptuando dos unidades en el norte de Gales), la generación se utiliza sólo para suplir las cargas pico.

### 12.3 Oferta y demanda de potencia

La potencia eléctrica se genera en plantas térmicas, termonucleares o hidroeléctricas. Los generadores hidroeléctricos se accionan por medio de turbinas hidráulicas, mientras que las plantas térmicas utilizan turbinas a vapor y combustibles fósiles o nucleares. Además, las turbinas generadoras a Diesel y a gas, se utilizan como plantas de reserva de emergencia.

La demanda de potencia eléctrica varía de hora a hora durante el día, y de día a día, y de año en año, y se define como la carga total que el consumidor escoge, en cualquier instante, para conectarse al sistema de suministro de potencia. El sistema debe tener una capacidad suficiente para suplir las demandas esperadas, además de interrupciones del servicio por fallas inesperadas y mantenimiento. La curva de carga diaria (demanda) para una área doméstica típica se muestra en la figura 12.1.

La carga base es la carga que se excede continuamente, mientras que la promedio es el área bajo la curva dividida por el tiempo. El factor de carga sobre un cierto periodo es la relación entre la carga promedio y la carga pico y se expresa como un valor diario, semanal, mensual o anual. Una estación única conectada a una planta industrial puede tener un factor de carga de, por ejemplo, 80%. En un país donde el



**Figura 12.1** Curva típica de demanda.

suministro se distribuye mediante un sistema nacional de redes para una diversidad de usos, el factor de carga anual puede ser del orden de 40%.

Debe anotarse que factores de carga bajos representan un grado de ineficiencia, ya que debe instalarse una capacidad suficiente en forma de máquinas generadoras para suplir las demandas pico, aunque, en promedio, una parte considerable de esta maquinaria permanezca inactiva.

La selección del tipo de sistema de potencia depende de la clase de combustible disponible, sus costos, la disponibilidad de sitios apropiados, etc. Mientras que los costos de combustible de una planta hidroeléctrica son virtualmente nulos, los costos de construcción de las obras de ingeniería civil son en general mucho mayores que los de una planta térmica debido a los costos adicionales de las estructuras de represamiento, compuertas de esclusa, líneas de transmisión largas, etcétera.

Las plantas térmicas son más eficientes de operar con carga total y, por tanto, son apropiadas para una generación continua cercana a la capacidad máxima para sostener la carga base. Una planta hidroeléctrica puede ponerse en operación en un tiempo mínimo entre unos pocos segundos y unos 4 ó 5 minutos, mientras que se requieren por lo menos 30 minutos para arrancar y cargar un sistema térmico. Las plantas hidroeléctricas son, en consecuencia, muy apropiadas para satisfacer las variaciones de carga con un desperdicio mínimo de potencia. En un sistema interconectado ideal, las estaciones térmicas deben utilizarse para generar hasta la carga base máxima y las estaciones hidroeléctricas para suministrar la potencia pico.

Las plantas de potencia nuclear son de igual forma poco apropiadas para operación variable de carga, por cuanto los reactores no pueden controlarse con facilidad para responder con rapidez a los cambios de carga; de ahí que se utilicen como plantas de carga base a un factor de carga de por lo menos 80%. Debido a su poco volumen, los costos de transporte de los combustibles nucleares son insignificantes; por ello, las plantas de potencia nuclear tienen ventajas en sitios donde los combustibles fósiles tradicionales y las hidroeléctricas no están disponibles. Aunque las plantas de potencia nuclear, en contraste con las plantas térmicas de combustibles fósiles, no necesitan costosos sistemas de control de contaminación del aire, los problemas de seguridad inhiben el desarrollo extensivo de este tipo de plantas.

## 12.4 Algunas definiciones fundamentales

El salto bruto,  $H_0$ , en una planta hidroeléctrica es la diferencia entre los niveles del agua en el embalse detrás de la presa y en el cauce aguas abajo. Estos niveles varían debido a las oscilaciones en el afluente y a las condiciones de operación de las plantas. El salto efectivo o neto,  $H$ , es el disponible para la producción de energía después de la deducción de pérdidas en el sistema de transporte de la planta (figuras 12.8 y 12.15).

El agua que cae de una fuente de gran altura mueve las turbinas que a su vez accionan los generadores para producir electricidad. La potencia hidráulica está dada por:

$$P = \eta \rho g Q H / 1000 \text{ (kW)} \quad (12.1)$$



donde  $\eta$  es la eficiencia de la turbina,  $Q$  es el caudal (en  $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ ) bajo un salto de  $H$  (m). La eficiencia hidráulica de la planta es la relación de salto neto a salto bruto (es decir,  $H/H_0$ ), y la eficiencia global es igual a la eficiencia hidráulica multiplicada por la eficiencia de la turbina y el generador. La capacidad instalada de una planta hidroeléctrica es la potencia máxima que puede ser desarrollada por los generadores a una altura normal con el caudal total. La unidad de la potencia eléctrica es el kilovatio y la de la energía eléctrica, definida como la potencia producida durante una unidad de tiempo, es el kilovatio-hora (kW h).

La potencia primaria, o 'firme', es la potencia que siempre está disponible y que corresponde al mínimo caudal afluente sin considerar almacenamiento. La potencia secundaria, o excedente, es el remanente y no está disponible todo el tiempo. Es útil sólo si puede absorberse para auxiliar otra estación, efectuando ahorros de combustibles (térmicos) o ahorros de agua (en el caso de otra estación hidroeléctrica con almacenamiento).

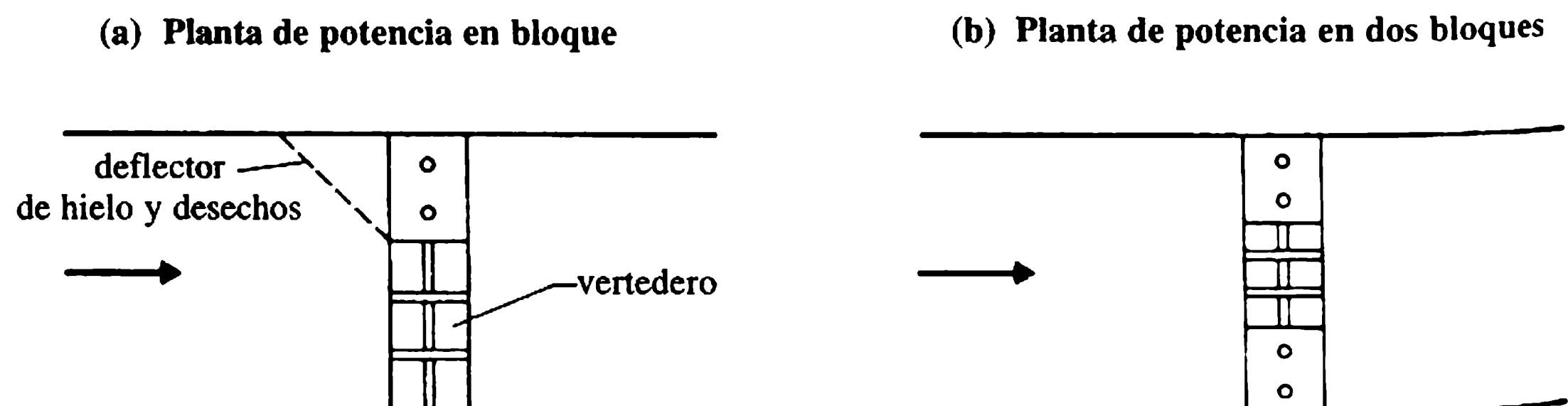
## 12.5 Tipos de desarrollo de potencia hidráulica

### 12.5.1 PLANTA A FILO DE AGUA (DESARROLLO LOCAL)

Cuando un vertedero o presa se construye a través de un río, el pequeño salto que se crea se utiliza para generar potencia, siendo la central de máquinas a menudo parte integral de la estructura de la presa. Tiene una capacidad de almacenamiento muy limitada y puede utilizarse sólo cuando haya agua disponible. Su capacidad firme es baja, debido a que el suministro de agua no es uniforme a lo largo del año, pero puede servir como una planta de carga base. Algunas plantas pueden tener suficiente almacenamiento aguas arriba para satisfacer las demandas pico diarias. Dos esquemas habituales de plantas a filo de agua se muestran en la figura 12.2.

### 12.5.2 PLANTA CON UN CANAL DE DERIVACIÓN

A veces las condiciones topográficas, geológicas e hidrológicas y consideraciones ambientales y económicas pueden favorecer esquemas de desarrollo de la potencia



**Figura 12.2** Plantas a filo de agua.

del tipo de derivación. El agua embalsada en el río aguas arriba de una presa se desvía a un canal de generación que se vuelve a unir con el río más adelante aguas abajo (figura 12.3), la central de máquinas se localiza ya sea cerca a la bocatoma, dentro del canal, o en la salida. Los tramos rocosos de un río que contenga rápidas, donde la regulación puede ser difícil, deben evitarse para este tipo de esquema. Una caída de considerable altura puede desarrollarse mediante un canal de derivación en un valle del río con una pendiente relativamente empinada.

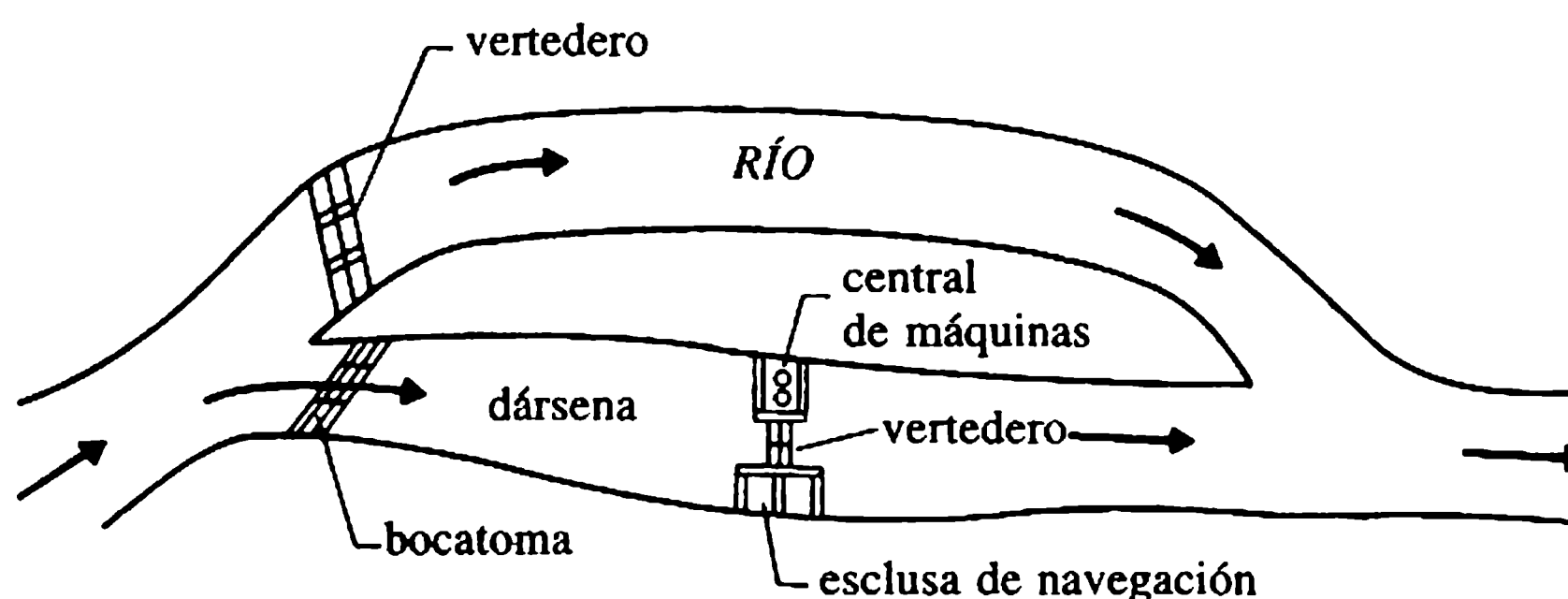
### 12.5.3 PLANTA CON ALMACENAMIENTO (DESARROLLO REMOTO)

La estructura de la presa está separada de la central de máquinas a una distancia considerable por la que se transporta el agua, en general mediante un túnel o una tubería, para alcanzar en la planta saltos medios o altos (figura 12.4). El almacenamiento en el embalse aguas arriba de la presa incrementa sustancialmente la capacidad firme de la planta, y dependiendo de la esorrentía anual y los requerimientos de potencia, la planta puede utilizarse como una instalación para carga base y/o carga pico.

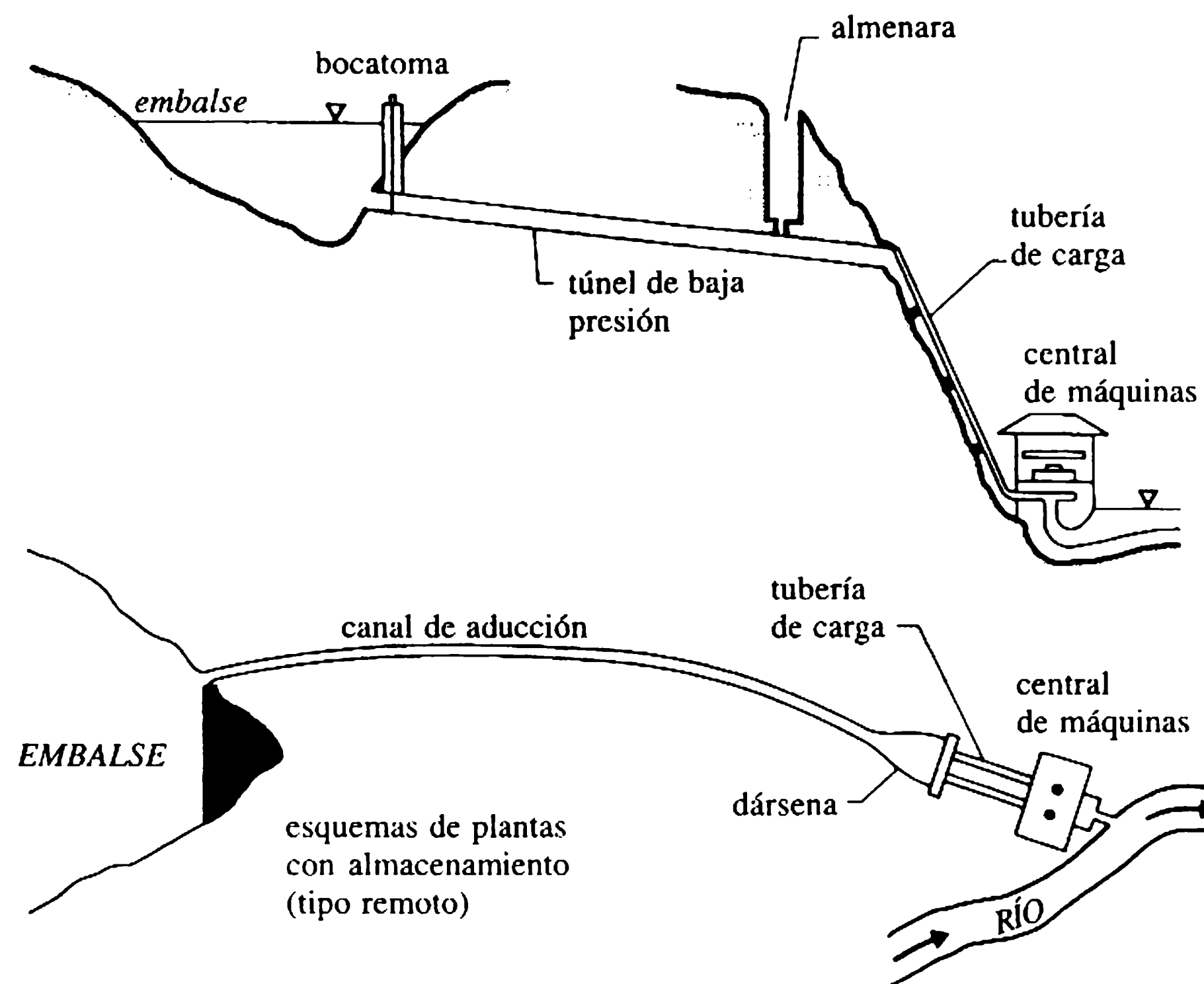
### 12.5.4 PLANTA DE ALMACENAMIENTO POR BOMBEO (CENTRALES REVERSIBLES)

Cuando la esorrentía natural anual es insuficiente para justificar una instalación hidroeléctrica convencional y, es posible situar embalses cauce arriba y abajo, el agua se bombea de vuelta del embalse inferior al superior. Este tipo de planta genera la energía para carga pico y en los periodos fuera del pico el agua se bombea de vuelta para uso futuro; asimismo la potencia en exceso disponible de otras plantas del sistema (a menudo en una planta a filo de agua, térmica o de mareas) se utiliza para bombear el agua desde el embalse inferior. Un esquema típico de una planta de almacenamiento por bombeo se muestra en la figura 12.5.

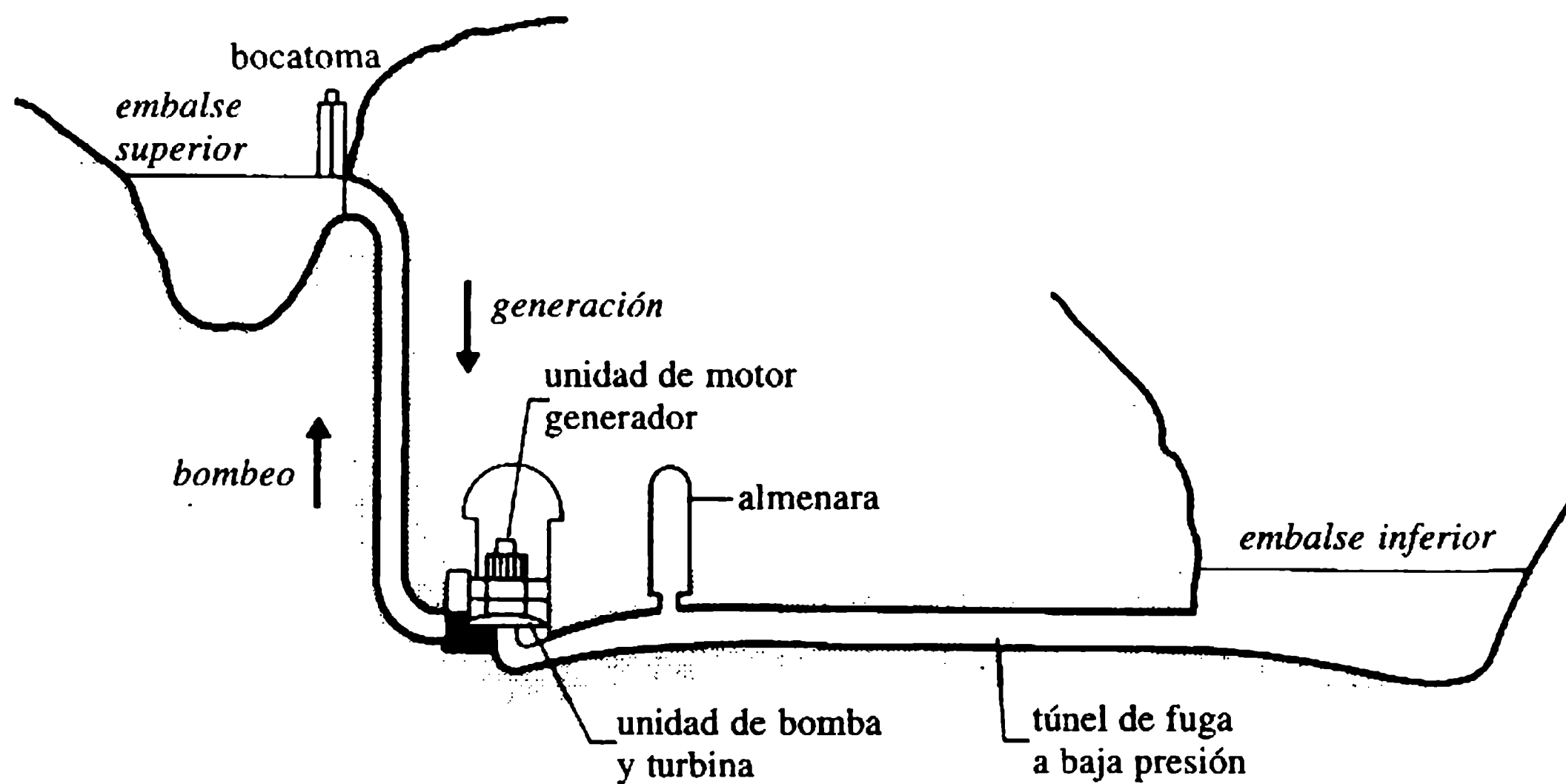
Una planta de almacenamiento por bombeo es una adición económica a un sistema que incrementa el factor de carga de otros sistemas y también suministra capacidad adicional para satisfacer las demandas pico. Se han utilizado ampliamente en



**Figura 12.3** Planta con canal de derivación.



**Figura 12.4** Esquemas de plantas con almacenamiento (tipo remoto).



**Figura 12.5** Planta de almacenamiento por bombeo.

Europa, y cerca de 50 plantas que estaban en operación en Estados Unidos en 1990, alcanzando una capacidad instalada total de 6700 MW. En el Reino Unido grandes plantas están en operación en Ffestiniog (300 MW) y Dinorwic (1680 MW) en Gales del Norte y en Foyers (300 MW) y Cruachan (450 MW) en Escocia (ver NSHB, 1978).

En la actualidad se utilizan máquinas de bomba y turbina reversibles y de motor generador que reducen el costo de la central de almacenamiento por bombeo y eliminan el equipo de bombeo adicional y la casa de bombas.

### 12.6.1 PLANTAS DE SALTO BAJO

Estas plantas tienen un salto bruto de menos de 50 m y son de ordinario a filo de agua, con o sin almacenamiento; y su central de máquinas es parte integral de la presa. Las plantas de generación de mareas (sección 12.12.1) son también plantas de salto bajo cuyos caudales en general son grandes. Las siguientes son algunas instalaciones de saltos bajos: Pitlochry, Escocia (17 m); Owen Falls, Uganda (21 m); St. Lawrence, Canadá (22 m); planta de mareas de La Rance, Francia (3-11 m).

### 12.6.2 PLANTAS DE SALTO MEDIO

Estas plantas pueden operar a control local o remoto, con saltos entre 50-300 m. Las siguientes son algunas de las instalaciones de salto medio:

1. Entre las de control local se encuentran las de Castello de Bode, Portugal (97 m), Hoover, Estados Unidos (185 m) y Estreito, Brasil (63 m);
2. Entre las de control remoto se encuentran las de Benevean Falls, África (160 m), Great Glen, Escocia (90-300 m) y Tarraleah, Australia (299 m).

### 12.6.3 PLANTAS DE SALTO ALTO

La mayoría de plantas de salto alto (salto  $\geq$  300 m) opera a control remoto. Las siguientes son algunas de las instalaciones de esta clase: Laures, Italia (2030 m); Reisseck-Kreuzeck, Austria (1771 m); Chandoline, Suiza (1750 m); Mar, Noruega (780 m); Cruachan, Escocia (401 m); Dinorwic, Gales del Norte (440 m).

El salto bruto de cualquier proyecto propuesto puede evaluarse mediante técnicas topográficas simples mientras que para evaluar la cantidad disponible de agua la información hidrológica de precipitación y esorrentía es esencial (*ver* Shaw, 1994). La siguiente información hidrológica es necesaria: (a) caudales diarios, semanales o mensuales durante un periodo de varios años, para determinar la capacidad de la planta y estimar la producción que dependerá del caudal promedio de la corriente y su distribución durante el año; (b) flujos bajos, para evaluar la potencia primaria, firme o confiable.

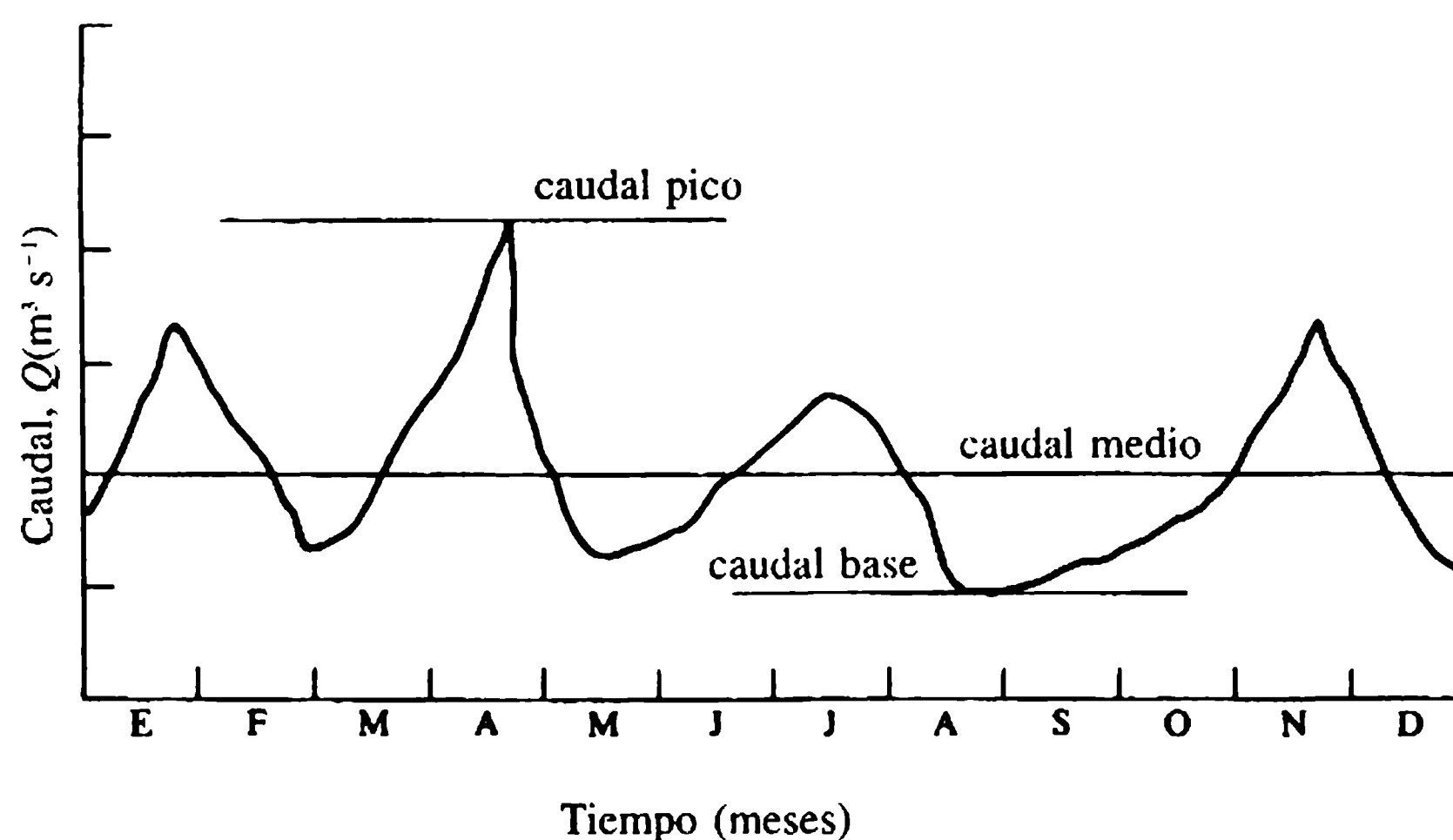
## 12.6 Clasificación de las plantas hidroeléctricas según su salto

## 12.7 Información de caudales esencial para la evaluación del potencial hidroeléctrico

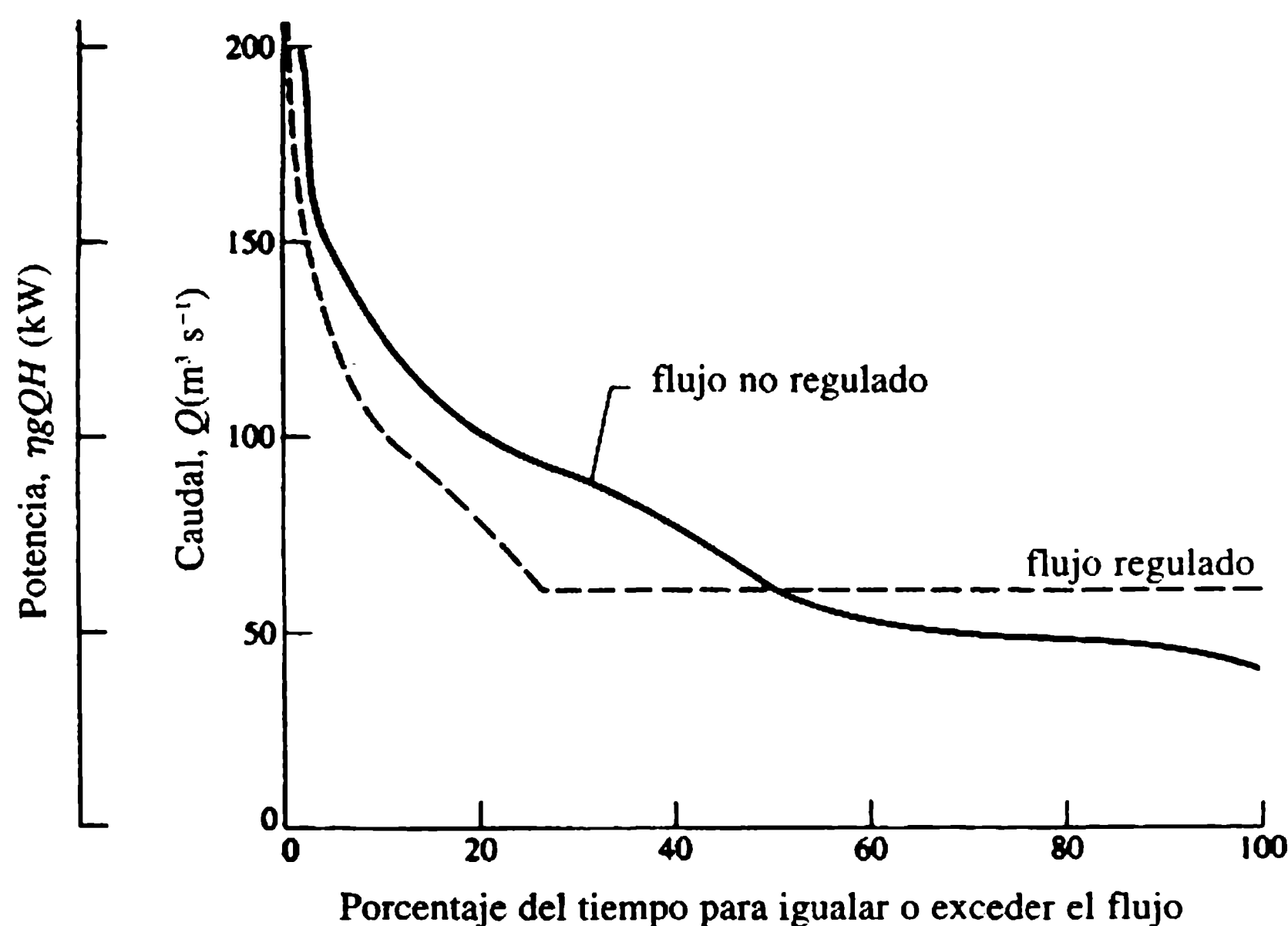
### 12.7.1 ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN DE CAUDALES

Un hidrograma usual de caudales, que incluye un periodo seco para el cual se puede calcular la frecuencia de ocurrencia de un cierto caudal durante el periodo (ejemplo 12.1), se muestra en la figura 12.6.

La curva de duración del flujo (figura 12.7) es una gráfica del caudal de la corriente en orden ascendente o descendente (en las ordenadas) y su frecuencia de ocurrencia expresada como porcentaje del tiempo cubierto por el registro (en las abscisas). También se muestra en la figura la curva de duración del flujo para un flujo regulado por almacenamiento. Las pérdidas debidas a la evaporación y a la



**Figura 12.6** Hidrograma de caudales de la corriente.



**Figura 12.7** Curva de duración del flujo – potencia (factor multiplicador de la escala de potencia =  $\eta g H$ ).

infiltración en el embalse propuesto y los caudales relacionados con la gestión de aguas bajas aguas abajo del embalse y con cualquier otra demanda de agua, deben tenerse en cuenta para obtener la curva de duración del flujo regulado.

### 12.7.2 CURVA DE DURACIÓN DE POTENCIA

Si el salto disponible y la eficiencia de la central de máquinas son conocidas, la curva de duración del flujo en la figura 12.7 puede convertirse en una curva de duración de potencia cambiando las ordenadas a la potencia disponible (es decir  $\eta\rho gQH$ ).

La potencia que está disponible en 95% a 97% del tiempo en los esquemas regulados de embalse se considera como la potencia primaria o firme, y el área de la curva de duración de potencia con la cantidad mínima de flujo disponible en 95% a 97% del tiempo arroja entonces la magnitud de la potencia primaria total. La potencia primaria no necesariamente se produce de manera continua. Si el almacenamiento y las construcciones de interconexión están disponibles, la planta puede operarse sólo para cargas pico. La potencia de exceso o secundaria es toda la que está disponible por encima del nivel de potencia primaria y está dada por el área bajo la curva de duración de potencia entre la línea de potencia firme y la capacidad instalada total de la planta de generación.

### 12.7.3 CURVA DE MASA

La curva de masa (figura 12.24) es una gráfica del flujo acumulado contra el tiempo durante el periodo de registro. Se usa para estimar los requerimientos de almacenamiento y el flujo utilizable para producción de potencia eléctrica (Linsley y Franzini, 1979; Twort, Law y Crowley, 1984). La pendiente de la curva en cualquier punto indica el caudal en ese tiempo particular.

La pendiente de la línea OA representa el caudal promedio sobre el periodo total para el cual la curva de masa se ha graficado. Si la tasa de extracción (retiro o demanda) de agua para la producción de potencia es uniforme y está dada por el gradiente de OA, el gradiente de la curva de la masa en cualquier instante indica que el embalse o está llenándose o vaciándose de acuerdo con el mayor o menor valor de la pendiente de la curva de masa con respecto a la línea de demanda OA. Entonces, para permitir descargar agua con esta tasa uniforme durante todo el periodo, el embalse debe tener una capacidad mínima dada por la suma de los interceptos verticales BC y DE. Suponiendo que el embalse contenga un almacenamiento inicial de agua igual a DE, estaría lleno en C y vacío en D. Las curvas de masa también pueden utilizarse para determinar el vertimiento de exceso de agua desde un embalse con una capacidad dada del cual se extrae agua para satisfacer la demanda de potencia.



## 12.8 Turbinas hidráulicas y su selección

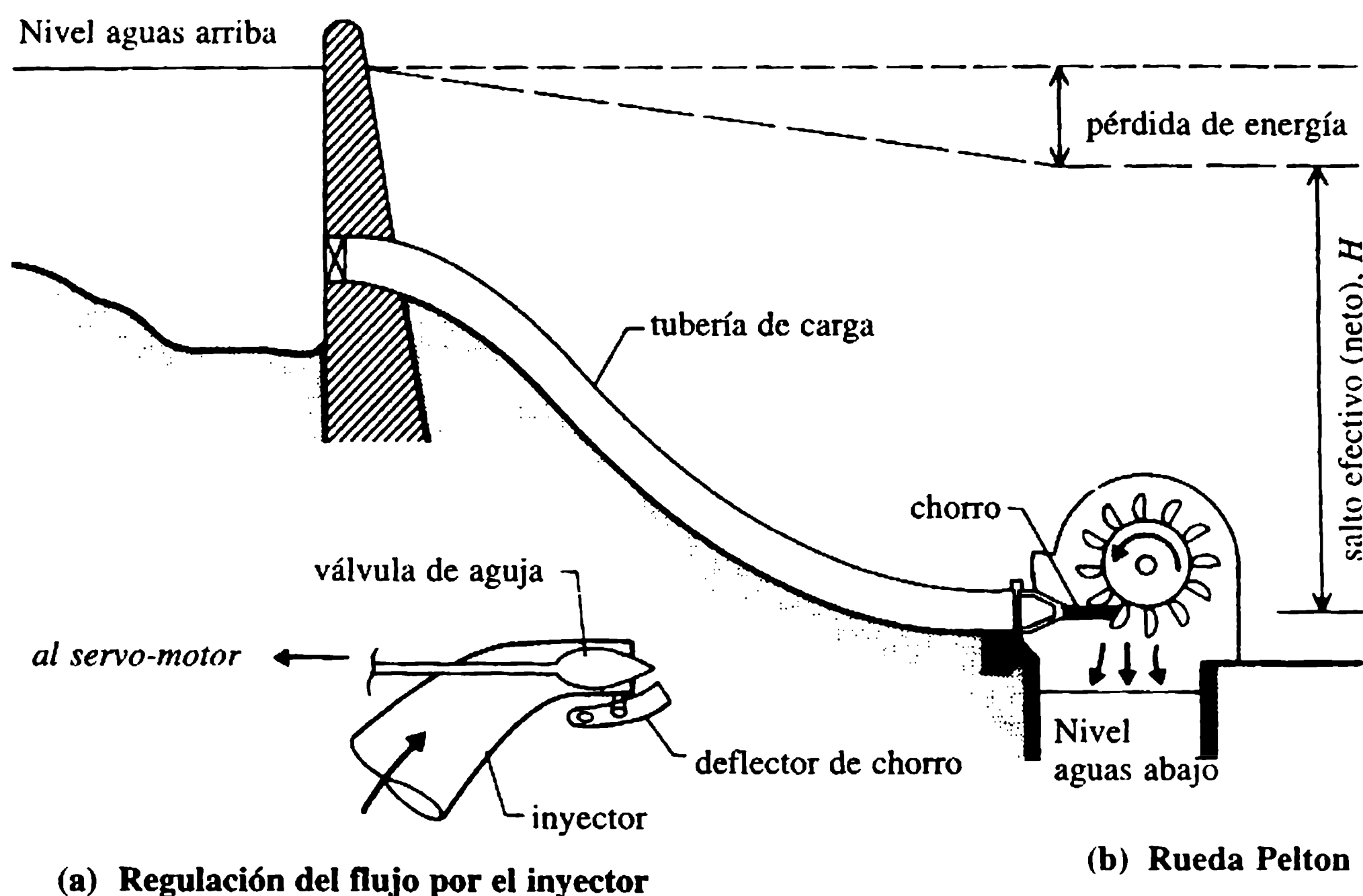
### 12.8.1 GENERALIDADES

Las turbinas hidráulicas pueden considerarse como motores hidráulicos o movedores primarios del desarrollo de potencia hidroeléctrica, que convierte la energía del agua (potencia hidráulica) en energía mecánica (potencia en el eje). La potencia en el eje desarrollada se utiliza para accionar generadores eléctricos acoplados directamente al eje de la turbina, produciendo entonces la potencia eléctrica.

La turbina hidráulica es una máquina rotatoria que actúa por el impulso y/o reacción de una corriente de agua que se lanza sobre el rotor (llamado rodete), que consiste en una serie de paletas o álabes curvos o aspas.

### 12.8.2 TIPOS DE TURBINAS HIDRÁULICAS

Las turbinas pueden clasificarse como máquinas de impulso y reacción (Nechleba, 1957). En la primera categoría, toda la energía potencial disponible (salto) del agua se convierte en energía cinética con la ayuda de un inyector de contracción [el caudal se controla mediante una válvula tipo aguja – figura 12.8(a)] colocada al final de la tubería (tubería de carga). Después de chocar sobre las paletas curvas, el agua descarga libremente (con presión atmosférica) en el canal aguas abajo (llamado canal de fuga). La turbina de impulso de uso más común es la rueda Pelton [figura 12.8 (b)]. Grandes unidades tienen dos o más chorros que chocan en diferentes sitios alrededor de la rueda.



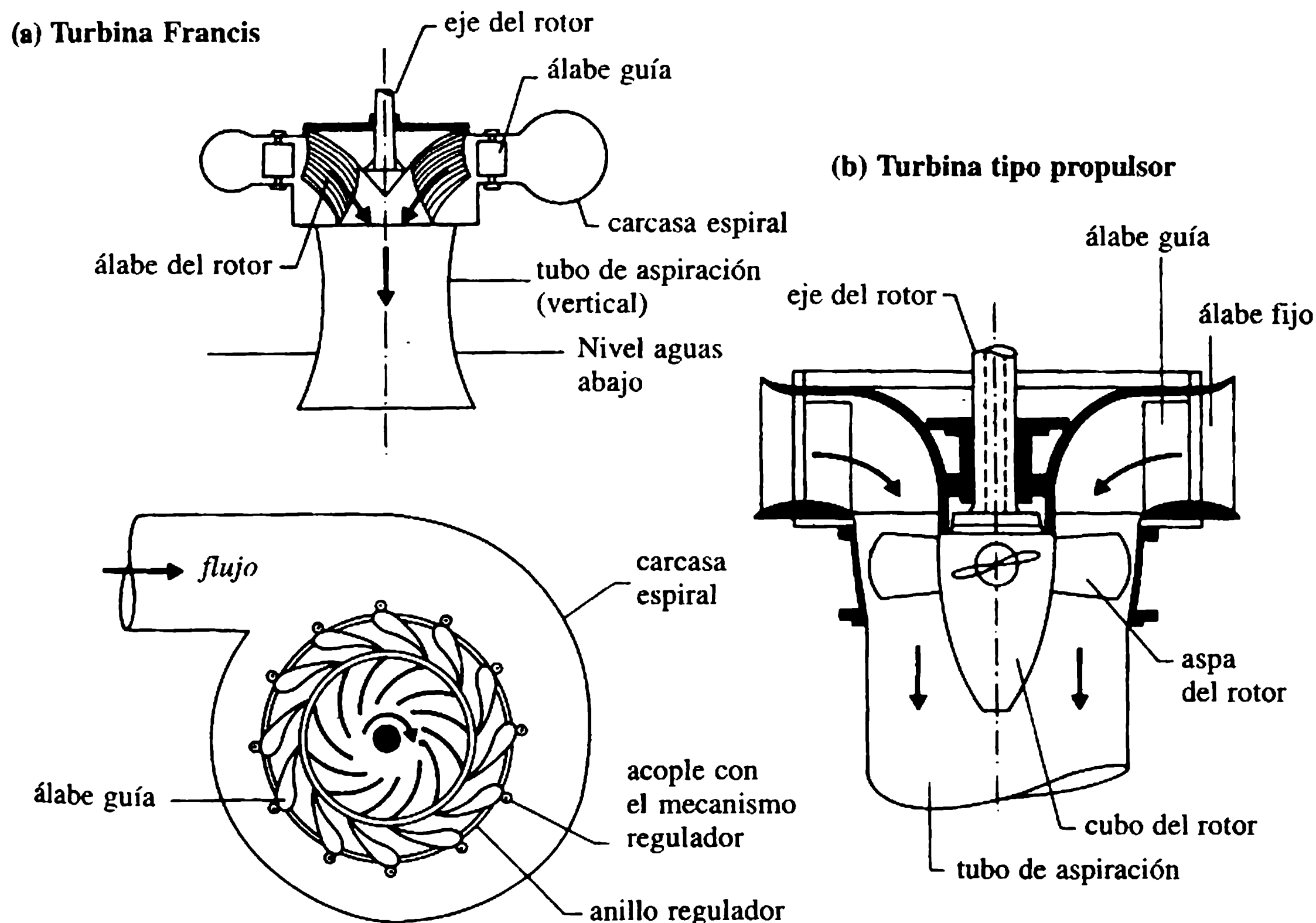
**Figura 12.8** Turbina de impulso (rueda Pelton).

En las turbinas de reacción sólo una parte de toda la energía disponible del agua se convierte en energía cinética a la entrada del rotor, y una parte sustancial permanece en la forma de energía de presión. La envoltura del rotor (llamada carcasa espiral) tiene que ser completamente hermética y estar llena de agua durante la operación de la turbina. El agua entra a la carcasa espiral y se mueve dentro del rotor a través de una serie de álabes guías llamados compuertas de ventanilla. El caudal y su dirección pueden controlarse con estos álabes ajustables. Después de dejar el rotor, el agua entra al tubo de aspiración que envía el flujo al canal de fuga. Hay dos tipos principales de turbinas de reacción, la Francis y la turbina de propulsión (también conocida como Kaplan o de bulbo) (figura 12.9).

Las turbinas también pueden clasificarse de acuerdo con la dirección principal del flujo del agua en el rotor como: (a) turbinas de flujo tangencial (rueda Pelton); (b) turbina de flujo radial (Francis, Thompson, Girard); (c) turbinas de flujo mixto (tipo de Francis moderna); (d) turbina de tipo de flujo axial o de aspas fijas (propulsión) o de tipo de aspa móvil (Kaplan o de bulbo).

### 12.8.3 VELOCIDAD ESPECÍFICA, $N_s$ , FACTOR DE VELOCIDAD, $\phi$ , Y CLASIFICACIÓN DE TURBINAS

La velocidad específica,  $N_s$ , de una turbina es su característica más importante y es de importancia suprema en el diseño. Se define como la velocidad a la cual un rotor



**Figura 12.9** Turbinas de reacción.

geométricamente similar giraría si estuviera proporcionado de tal manera que desarrollaría 1 kW cuando operara bajo un salto de 1 m; y está dada por:

$$N_s = NP^{1/2}/H^{5/4} \tag{12.2}$$

donde  $N$  es la velocidad de rotación en revoluciones por minuto ( $\text{rev min}^{-1}$ ),  $P$  es la potencia desarrollada (kW) y  $H$  es el salto efectivo (m).

El factor de velocidad,  $\phi$ , es la relación entre la velocidad periférica,  $v$ , de las paletas o álabes en el diámetro nominal,  $D$ , con respecto a la velocidad teórica del agua bajo un salto efectivo,  $H$ , que actúa sobre la turbina:

$$\phi = v/(2gH)^{1/2} = DN/84.6H^{1/2} \tag{12.3}$$

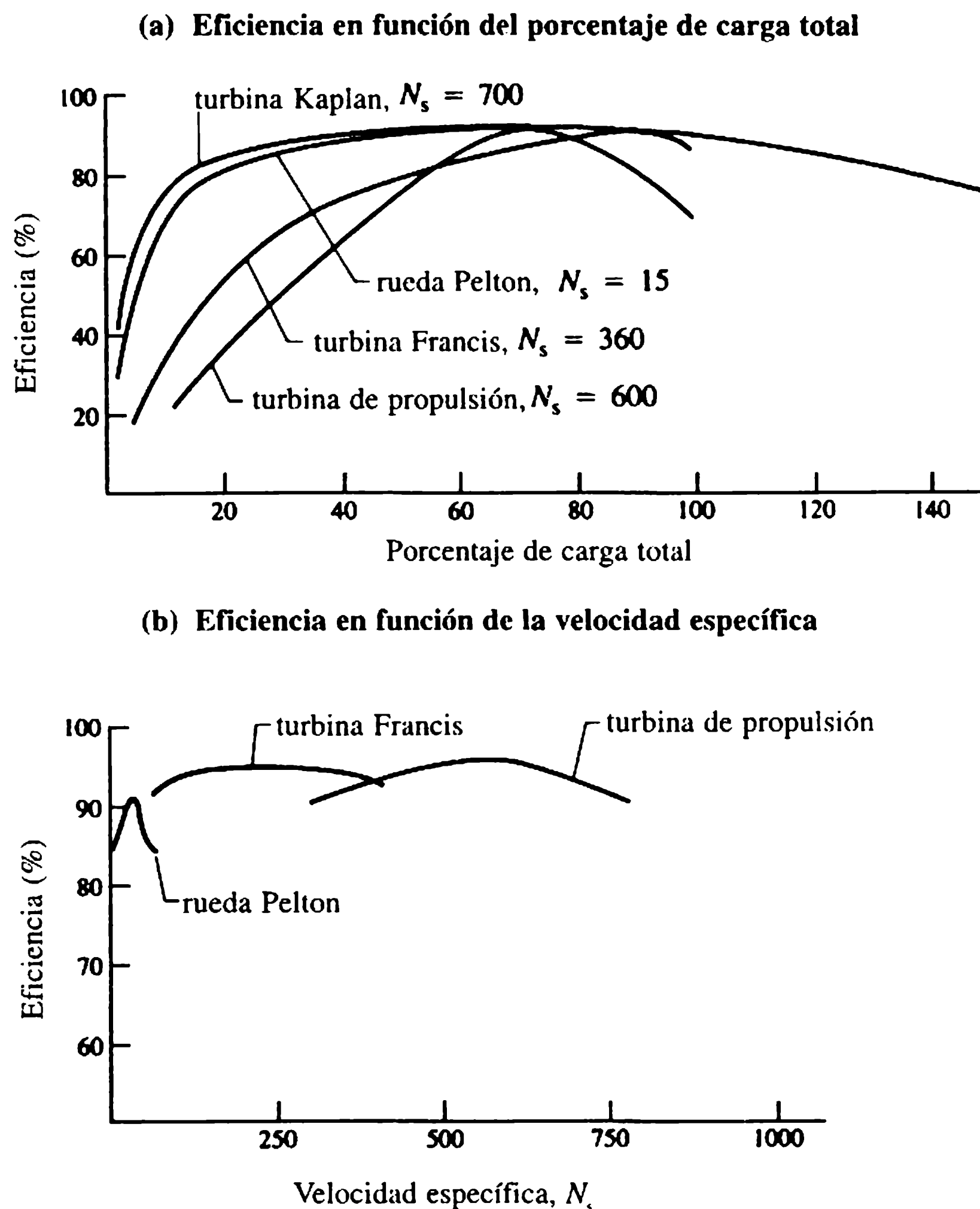
La tabla 12.1 sugiere valores apropiados de  $\phi$  que producen las eficiencias más altas para cualquier turbina. En la tabla también se muestran el salto y los intervalos de velocidades específicas y las eficiencias de los tres tipos principales de turbinas.

12.8.4 CLASIFICACIÓN Y DESEMPEÑO DE TURBINAS

En general, las turbinas hidráulicas se seleccionan para saltos máximos, mínimos, normales y de diseño. El rotor se diseña para una velocidad óptima y una eficiencia máxima para el salto de diseño, que se selecciona como el salto por encima y por debajo del cual la generación anual promedio de potencia es aproximadamente igual. Sin embargo, en realidad, las condiciones de salto y carga cambian durante la operación y es en extremo importante conocer el desempeño de una unidad para otros saltos. Tal información es casi siempre suministrada por el proveedor en forma de gráficas de la eficiencia para varias condiciones de carga parcial [figura 12.10(a)]. El cambio de eficiencia contra la velocidad específica se muestra en la figura 12.10(b).

**Tabla 12.1** Intervalo de valores  $\phi$ , velocidades específicas y saltos

| <i>Tipo de rotor</i> | $\phi$    | $N_s$   | $H$ (m) | <i>Eficiencia (%)</i> |
|----------------------|-----------|---------|---------|-----------------------|
| De impulso           | 0.43–0.48 | 8–17    | > 250   | 85–90                 |
|                      |           | 17      |         | 90                    |
|                      |           | 17–30   |         | 90–82                 |
| Francis              | 0.60–0.90 | 40–130  | 25–450  | 90–94                 |
|                      |           | 130–350 |         | 94                    |
|                      |           | 350–452 |         | 94–93                 |
| De propulsión        | 1.4–2.0   | 380–600 | < 60    | 94                    |
|                      |           | 600–902 |         | 94–85                 |



**Figura 12.10** Curvas de desempeño de turbinas.

#### 12.8.5 VELOCIDAD DE OPERACIÓN O NORMAL, $N$

Independientemente de su tamaño, todos los rotores que tienen la misma forma geométrica tienen la misma velocidad específica: ésta se considera un parámetro útil en la selección de rotor para condiciones particulares, lo cual puede hacerse mediante diagramas o tablas (tabla 12.2). Si el salto y el caudal son conocidos, la velocidad de la unidad  $N$  puede calcularse a partir de las ecuaciones (12.1) y (12.2).

Si las turbinas van a mover generadores de electricidad sus velocidades deben corresponder a la velocidad sincrónica más cercana para máquinas a.c., y la velocidad correcta físicamente posible para máquinas d.c. Para funcionamiento sincrónico, la velocidad  $N$  está dada por:

$$N = 120f/p \quad (12.4)$$

donde  $f$  es la frecuencia del suministro a.c., en Hz (50-60 Hz) y  $p$  es el número de polos del generador (divisible por 4 para saltos hasta de 200 m o por 2 para saltos

**Tabla 12.2** Información de  $Q$ - $H$ - $N_s$  (Raabe, 1985):  $Q$  ( $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ );  $H$  (m);  $P$  (kW);  $D$  (m);  $N$  ( $\text{rev min}^{-1}$ ).

| Tipo de rotor       | Velocidad específica     | Salto             | Caudal                         | Velocidad unitaria |
|---------------------|--------------------------|-------------------|--------------------------------|--------------------|
|                     | $N_s = NP^{1/2}/H^{5/4}$ | máximo<br>$H$ (m) | unitario<br>$q = Q/D^2H^{1/2}$ | $N_u = ND/H^{1/2}$ |
| De impulso (Pelton) | 7–11                     | 1650–1800         | 0.011–0.007                    | 39.4–39.8          |
|                     | 11–17                    | 700–1650          | 0.024–0.011                    | 38.9–39.4          |
|                     | 17–26                    | 350–700           | 0.055–0.024                    | 37.6–38.9          |
| Francis:            |                          |                   |                                |                    |
| lento               | 51–107                   | 410–700           | 0.35–0.1                       | 63.6–60.8          |
| medio               | 107–150                  | 240–410           | 0.59–0.35                      | 67.5–63.6          |
|                     | 150–190                  | 150–240           | 0.83–0.59                      | 72.6–67.5          |
| rápido              | 190–250                  | 90–150            | 1.13–0.83                      | 81–72.6            |
|                     | 250–300                  | 64–90             | 1.28–1.13                      | 92.2–81            |
| Kaplan              | 240–450                  | 50                | 1.22–0.93                      | 145–85             |
|                     | 330–560                  | 35                | 1.61–1.29                      | 155–100            |
|                     | 390–690                  | 20                | 2.0–1.6                        | 170–110            |
|                     | 490–760                  | 15                | 2.35–2.0                       | 180–120            |
|                     | 570–920                  | 6                 | 2.45–2.35                      | 200–135            |

por encima de ese valor). Las velocidades normales recomendadas (Mosonyi, 1959) para máquinas de suministro a.c., de 50 Hz son 3000, 1500, 1000, 750, 600, 500, 375, 300, 250, 214, 188, 167, 150, 125, 107, 94, 83, 75 y 60  $\text{rev min}^{-1}$ .

12.8.6 VELOCIDAD DE EMBALAMIENTO

Si la carga externa de una máquina de repente cae a cero (rechazo repentino) y el mecanismo que la gobierna falla al mismo tiempo, la turbina tenderá a moverse con la máxima velocidad posible, conocida como velocidad de embalamiento. Esta velocidad límite en condiciones sin carga con máximo caudal debe considerarse para el diseño seguro de los diversos componentes rotatorios de la unidad turbogeneradora. La velocidad de embalamiento sugerida para varios rotores en cuanto a consideraciones de diseño apropiados se dan en la tabla 12.3.

**Tabla 12.3** Velocidades de embalamiento y variaciones de salto aceptables

| Tipo de rotor       | Velocidad de embalamiento<br>(% de la velocidad normal) | Variación de salto aceptable<br>(% del salto de diseño) |        |
|---------------------|---|---|--------|
|                     |   | Mínimo  | Máximo |
| De impulso (Pelton) | 170-190   | 65  | 125    |
| Francis             | 200-220   | 50  | 150    |
| De propulsión       | 250-300   | 50  | 150    |

### 12.8.7 CAVITACIÓN EN TURBINAS Y LOCALIZACIÓN DE LA TURBINA, $Y_s$

La cavitación origina picaduras, vibraciones y reducción en la eficiencia y es por cierto indeseable. Los rotores que se afectan con más severidad por la cavitación son los de reacción, en donde las presiones en los extremos de la descarga de las aspas son negativas y pueden aproximarse a los límites de la presión a vapor. La cavitación puede evitarse mediante un diseño adecuado, instalando y operando la turbina de manera que las presiones dentro de la unidad estén por encima de la presión de vapor del agua. La localización de la turbina o altura de aspiración,  $Y_s$  (figuras 12.15 y 12.16), es el factor más crítico en la instalación de turbinas de reacción. Los límites recomendados para velocidades específicas seguras para varios saltos, basados en la experiencia de plantas de potencia existentes, se muestran en la figura 12.11.

La característica de cavitación de una máquina hidráulica se define como el coeficiente de cavitación o sigma de la planta ( $\sigma$ ), dado por:

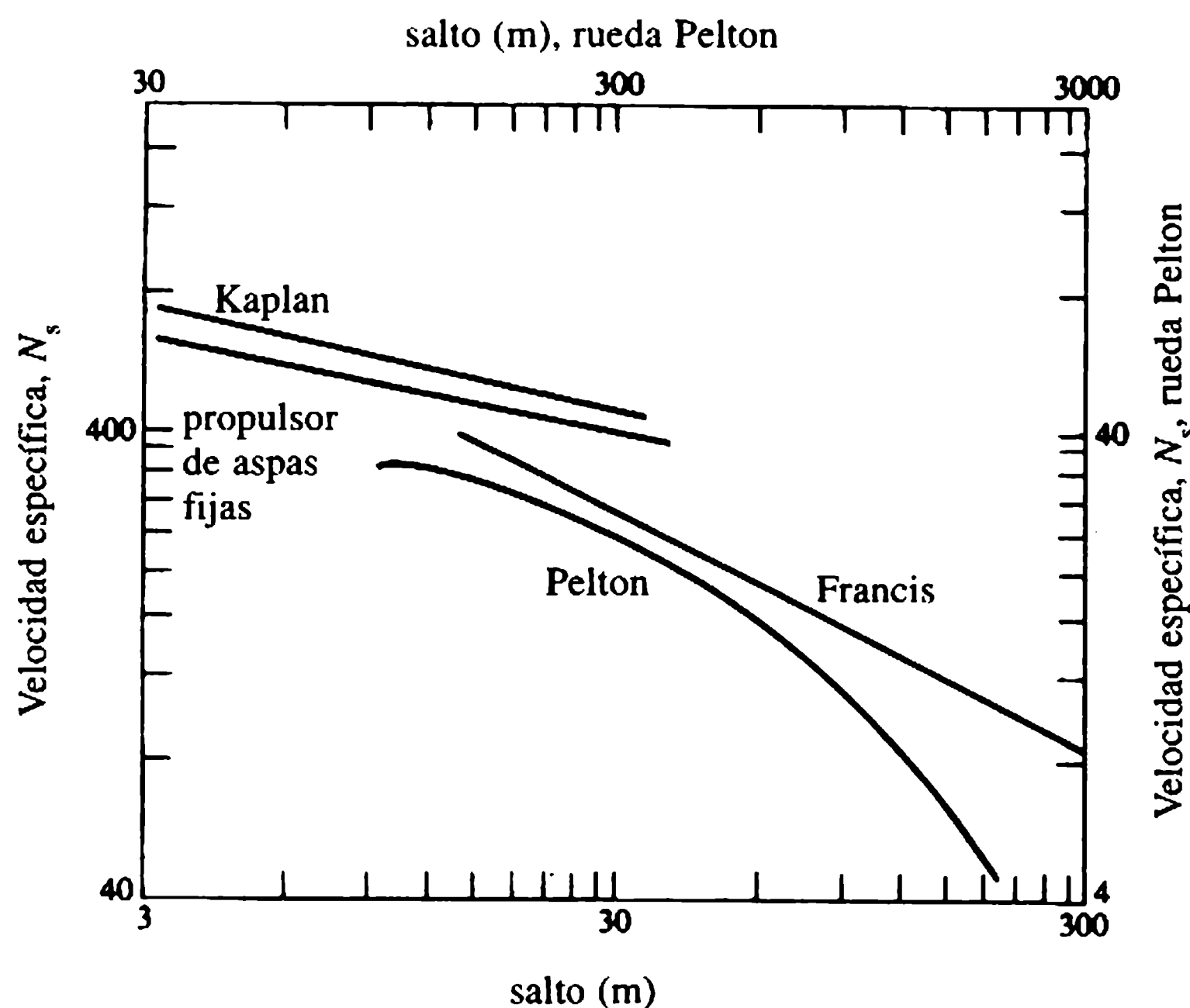
$$\sigma = (H_a - H_v - Y_s)/H \quad (12.5)$$

donde  $H_a - H_v = H_b$  es la cabeza de presión barométrica (a nivel del mar y 20 °C,  $H_b = 10.1$  m) y  $H$  es el salto efectivo sobre el rotor.

A partir de la ecuación (12.5), la localización permitida máxima de la turbina  $Y_{s,m\acute{a}x}$  (elevación por encima del cauce aguas abajo del agua hasta la línea central de los rotores propulsores, o a la parte inferior de los rotores de turbinas Francis) puede escribirse como:

$$Y_{s,m\acute{a}x} = H_b - \sigma_c H \quad (\text{f\acute{o}rmula de Thoma}) \quad (12.6)$$

donde  $\sigma_c$  es el valor m\acute{in}imo (cr\acute{itico) de  $\sigma$  en el que ocurre cavitaci\acute{o}n (en general determinado por experimentos). Si  $Y_s$  es negativo, el rotor debe ajustarse por debajo del cauce aguas abajo.



**Figura 12.11** Límites recomendados de velocidades específicas seguras.



**Tabla 12.4** Valores críticos de sigma de planta,  $\sigma_c$

|                                | <i>Rotores Francis</i> |      |      |      |      | <i>Rotores de propulsión</i> |     |     |     |
|--------------------------------|------------------------|------|------|------|------|------------------------------|-----|-----|-----|
| Velocidad específica ( $N_s$ ) | 75                     | 150  | 225  | 300  | 375  | 375                          | 600 | 750 | 900 |
| $\sigma_c$                     | 0.025                  | 0.10 | 0.23 | 0.40 | 0.64 | 0.43                         | 0.8 | 1.5 | 3.5 |

En la tabla 12.4 se muestran valores usuales de  $\sigma_c$  para turbinas de reacción, en función de sus velocidades específicas.

Los valores de los límites recomendados con anterioridad de  $\sigma$  pueden aproximarse por:

$$\sigma_c = 0.0432(N_s/100)^2 \quad \text{para rotores Francis} \quad (12.7)$$

y

$$\sigma_c = 0.28 + 0.0024(N_s/100)^3 \quad \text{para rotores de propulsión} \quad (12.8)$$

con un incremento de  $\sigma_c$  en 10% para turbinas Kaplan (Mosonyi, 1959).

12.8.8 POSICIÓN DE LA LÍNEA CENTRAL DE UN ROTOR (O LÍNEA CENTRAL DE UN DISTRIBUIDOR) PARA TURBINAS DE EJE VERTICAL

Los cálculos preliminares de la elevación del distribuidor por encima del nivel del cauce aguas abajo ( $Y_t$ , figura 12.15) sugiere las siguientes relaciones empíricas [basadas en el conocimiento de plantas existentes (Doland, 1957)]:

$$Y_t = Y_s + 0.025DN_s^{0.34} \quad \text{para rotores Francis} \quad (12.9)$$

y

$$Y_t = Y_s + 0.41D \quad \text{para rotores de propulsión} \quad (12.10)$$

donde  $D$  es el diámetro nominal del rotor.

12.8.9 DIÁMETRO DEL ROTOR,  $D$

Para los cálculos aproximados del diámetro del rotor, puede utilizarse la siguiente fórmula empírica (Mosonyi, 1959):

$$D = a(Q/N)^{1/3} \quad (12.11)$$

donde  $a = 4.4$  para rotores de tipo Francis y de propulsión y 4.57 para turbinas de tipo Kaplan ( $D$  en m,  $Q$  en  $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ ,  $N$  en  $\text{rev min}^{-1}$ ).

La ecuación (Mosonyi, 1988):

$$D = 7.1 Q^{1/2} / (N_s + 100)^{1/3} H^{1/4} \quad (12.12)$$

también puede utilizarse para fijar el diámetro de un rotor de tipo propulsor ( $H$  en m).

Las ruedas de impulso se alimentan por inyector de contracción y, en el caso de la turbina de rueda Pelton, la eficiencia hidráulica alcanza su máximo cuando el factor de velocidad  $\phi$  está alrededor de 0.45 y el menor diámetro del chorro,

$$d_j = 0.542 (Q/H)^{1/2}. \quad (12.13)$$

El diámetro nominal,  $D$ , de una rueda Pelton (también conocido como diámetro medio o de paso medido hasta la línea central del chorro) está, entonces, dado por:

$$D = 38 H^{1/2} / N. \quad (12.14)$$

La relación del chorro  $m$ , definido como  $D/d_j$ , es un parámetro importante en el diseño de ruedas Pelton, y en la práctica para máxima eficiencia se adopta una relación de chorro de cerca de 12. El número de paletas para una rueda Pelton es óptimo si siempre éstas intersecan el chorro, y lo usual es que sobrepase las 15. La siguiente fórmula empírica da el número aproximado de paletas,  $n_b$ , como:

$$n_b = 0.5m + 15. \quad (12.15)$$

que es válido para  $6 < m < 35$ . No es raro emplear varias ruedas de chorro múltiple montadas sobre el mismo eje para desarrollar la potencia requerida.

#### 12.8.10 NÚMERO DE UNIDADES INSTALADAS

En general, para una capacidad total de planta dada, los costos totales aumentarán con el incremento del número de unidades. Las eficiencias de unidades grandes (turbinas y generadores) son mayores que las de menor tamaño del mismo tipo. Si la demanda de potencia es razonablemente uniforme es práctico instalar un número pequeño de unidades grandes.

Cuando la eficiencia de la turbina hidráulica se reduce con la disminución del caudal (por ejemplo cuando se mueve en condiciones de carga parcialmente llena) es mejor utilizar un número mayor de máquinas menores para condiciones de operación tan variables. La variación de la carga se compensa poniendo máquinas en y fuera de servicio, de manera que conjuntos individuales no tengan una variación demasiado amplia de carga y, por tanto, siempre operen con tanta eficiencia como sea posible.

#### 12.8.11 CARCASA EN ESPIRAL DE LA TURBINA

Una carcasa en espiral es el conducto que dirige el agua desde la toma o tubería de carga al rotor en instalaciones de turbinas de tipo reacción (en el caso de ruedas de impulso se coloca de ordinario la carcasa sólo para prevenir que el agua salpique y para conducir el agua al canal de fuga). Una carcasa en caracol en forma de espiral de geometría correcta asegura una distribución uniforme del agua alrededor de la

periferia del rotor con la formación mínima posible de vórtices. La forma y las dimensiones internas están estrechamente relacionadas con el diseño de la turbina.

### a. Carcasa en espiral total

Una carcasa en espiral total [figura 12.12(a)] que encierra en su totalidad la turbina con un ángulo de la nariz,  $\varphi$ , de  $360^\circ$  garantiza las condiciones de flujo más perfectas. Sin embargo, en la práctica las carcasas espirales de  $320^\circ < \varphi < 340^\circ$  también se denominan carcasas en espiral total.

Esta clase de carcasa en espiral se utiliza en instalaciones con saltos medios a altos donde los requerimientos de caudales son menores.

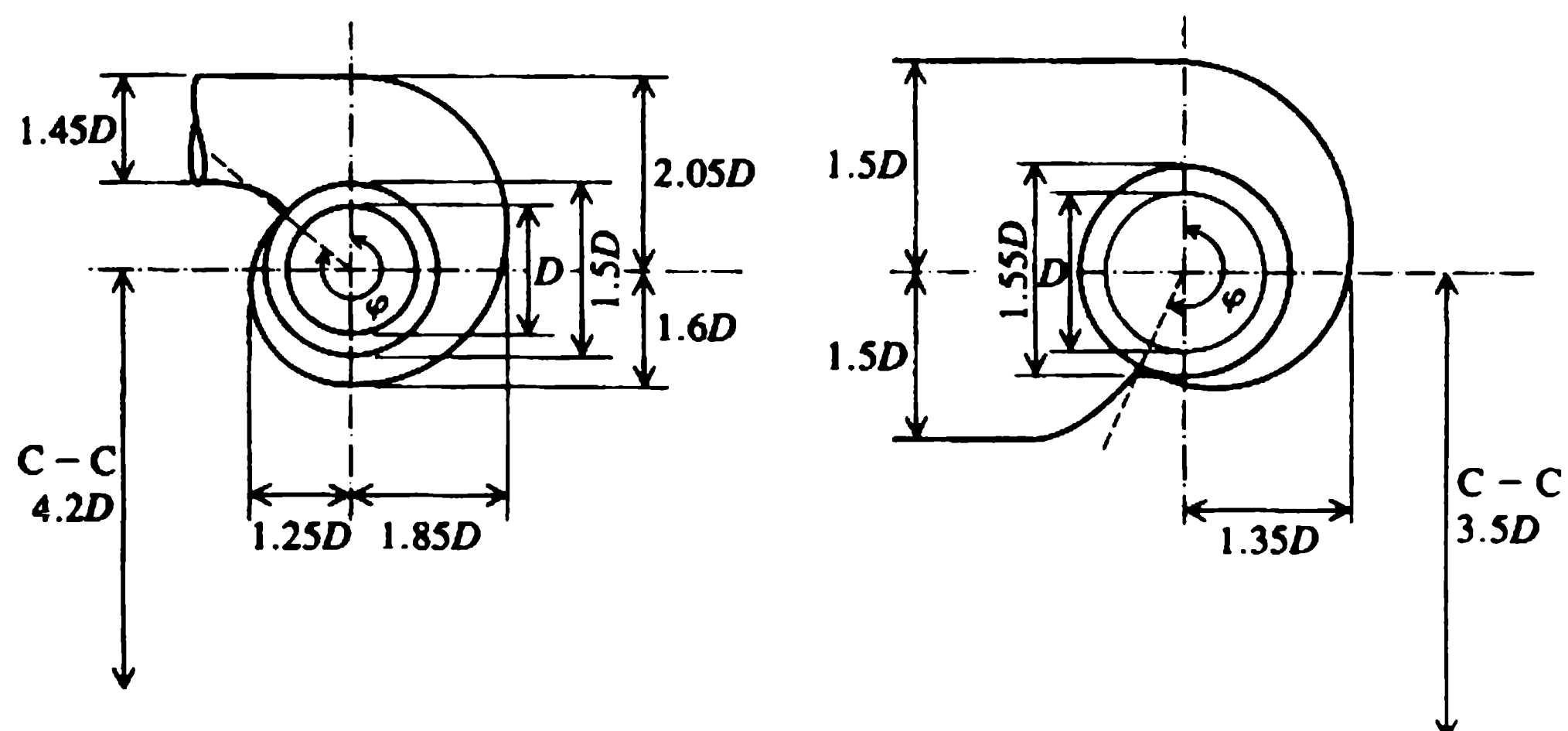
### b. Carcasas en espirales parciales

En las plantas de saltos bajos, el área de entrada debe ser grande para permitir caudales grandes, lo cual se logra escogiendo ángulos de la nariz menores a  $320^\circ$ . El espaciado de las unidades es, por tanto, gobernado por grandes anchos de entrada de las carcasas de caracol en espiral parcial [figura 12.12(b)].

Para plantas de saltos altos, se adopta casi siempre una carcasa caracol de sección transversal circular; las carcasas metálicas son más apropiadas para esta forma. Para plantas de saltos bajos donde las cantidades de agua son grandes puede construirse en concreto *in situ* una sección rectangular con esquinas redondeadas. Las dimensiones aproximadas de un esquema de una turbina Francis con una carcasa en caracol de acero y un esquema de una turbina de propulsión con un caracol en concreto, respectivamente, se muestran en las figuras 12.12(a) y (b). El diseño de la forma de la carcasa en espiral está determinado por los requerimientos del flujo. Las investigaciones iniciales deberán basarse en los siguientes supuestos: (a) una carcasa en

(a) Turbina Francis con un caracol metálico (espiral total  $320^\circ < \varphi < 340^\circ$ )

(b) Turbina de propulsión con un caracol en concreto (espiral parcial,  $\varphi < 320^\circ$ )



**Figura 12.12** Dimensiones recomendadas para carcasas de caracol.

espiral con una altura constante; (b) un flujo distribuido uniformemente hacia la turbina; (c) no hay pérdidas por fricción.

En la figura 12.13(a), el caudal en la sección de la carcasa en espiral definido por un ángulo  $\theta$  está dado por  $q = Q\theta/2\pi$ , donde  $Q$  es el caudal total del rotor.

La velocidad en cualquier punto de la carcasa en espiral puede dividirse en componentes radiales ( $V_r$ ) y tangenciales ( $V_t$ ).

El componente tangencial,  $V_t = K/r$ , donde  $K = 30 \eta g H / N \pi$  (a partir de la ecuación básica de Euler de la potencia absorbida por la máquina) y el caudal a través de una banda  $dq$  está dado por:

$$dq = V_t h_0 dr = K h_0 dr/r.$$

Por consiguiente:

$$q = \int_{r_0}^R K h_0 dr/r = Q\theta/2\pi \quad \text{o} \quad \ln R/r_0 = Q\theta/2\pi K h_0. \quad (12.16)$$

La ecuación (12.16) muestra que para un vórtice de intensidad dada,  $K$ , existe una relación precisa entre  $\theta$  y  $R$ .

El diseño más económico de una subestructura de una planta de generación y la carcasa espiral más angosta se puede obtener seleccionando una sección rectangular y uniendo los álabes guía (anillo de entrada) mediante una transición escalonada (simétrica o asimétrica), como se muestra en la figura 12.13(b).

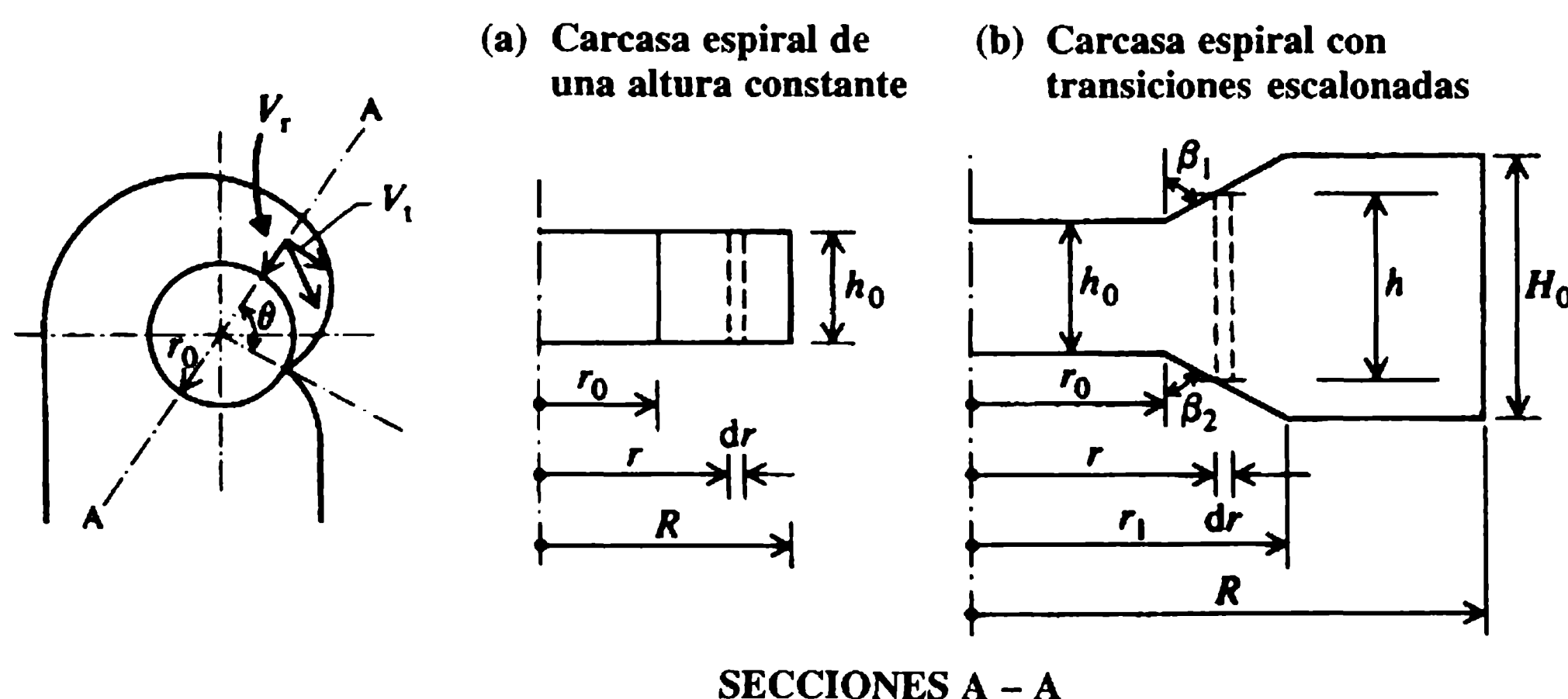
Se puede escribir:

$$h = h_0 + \alpha(r - r_0) \quad (12.17)$$

donde  $\alpha = \cot \beta_1 + \cot \beta_2$ .

La ecuación (12.16) se vuelve:

$$Q\theta/2\pi K = \int_{r_0}^{r_1} h dr/r + \int_{r_1}^R H_0 dr/r \quad (12.18)$$



**Figura 12.13** Sección transversal habitual de una carcasa en espiral.

que, al integrar, después de remplazar  $h$  en la ecuación (12.17) arroja:

$$Q\theta/2\pi K = (h_0 - \alpha r_0) \ln(r_1/r_0) + (H_0 - h_0) + H_0 \ln(R/r_1). \quad (12.19)$$

Si se conoce  $r_1$  a partir de:

$$r_1 = (H_0 - h_0)/\alpha + r_0 \quad (12.20)$$

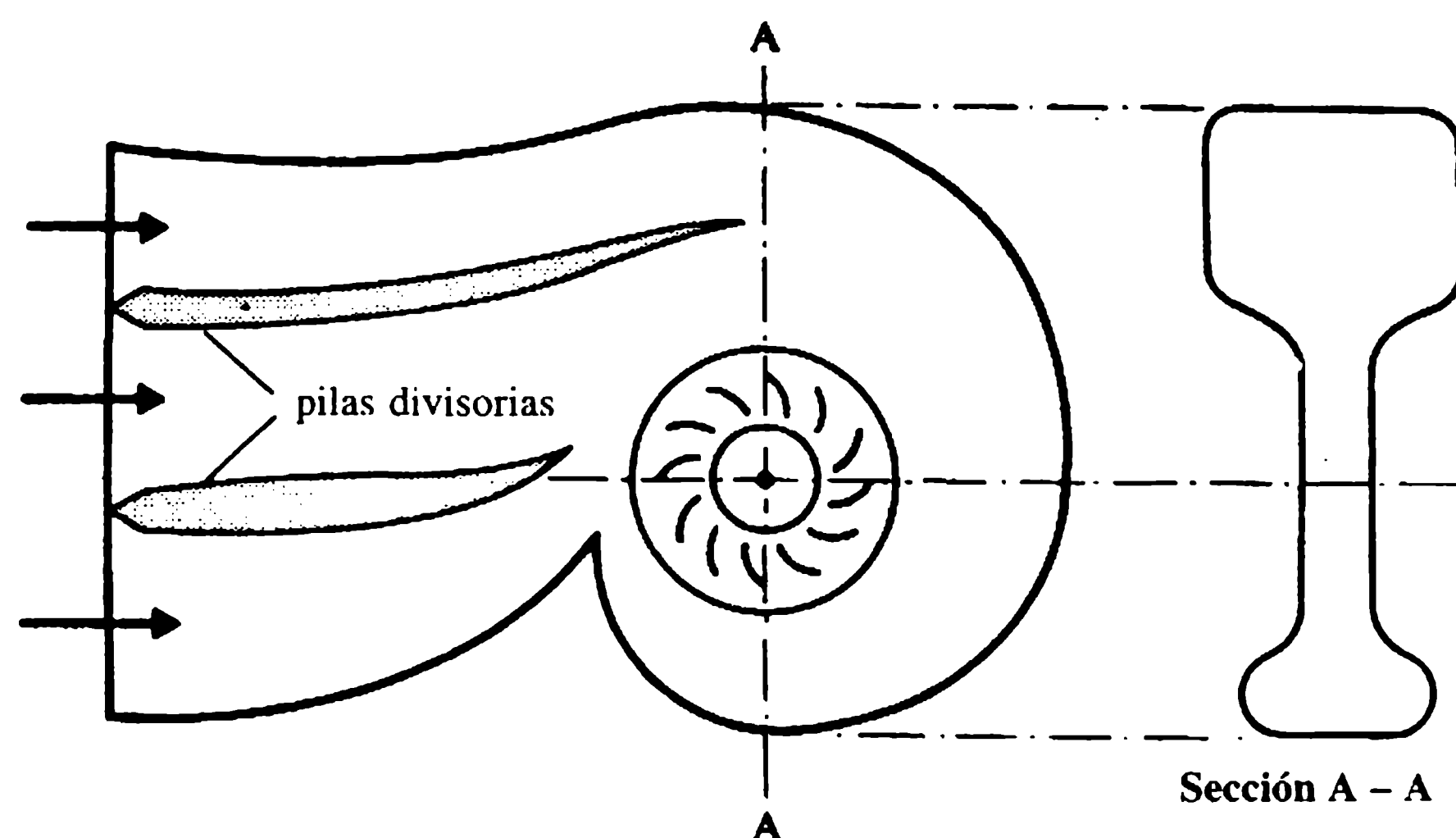
se puede determinar el valor de  $R$  que define la forma de la carcasa. Se puede suponer que la altura  $H_0$  para cualquier ángulo  $\theta$  se incrementa linealmente a partir de  $h_0$  en la nariz hacia la entrada.

La forma de la sección transversal para varios valores de  $\theta$  se determina suponiendo la existencia de una velocidad uniforme en la carcasa espiral total (Mosonyi, 1959) igual a la velocidad de entrada,  $V_0 \approx 0.2(2gH)^{1/2}$ . Entonces, sabiendo que  $q_i = Q\theta_i/2\pi$ , el área de la sección transversal en un ángulo  $\theta_i$  está dada por:

$$A_i = q_i/V_0 = 0.18Q\theta_i/H^{1/2}. \quad (12.21)$$

Esta aproximación produce en secciones transversales más grandes hacia la nariz, lo que es conveniente para minimizar las pérdidas por fricción (ignoradas en la deducción teórica del diseño) que son más pronunciadas en las proximidades de la nariz.

Es conveniente colocar pilas divisorias con formas hidrodinámicas a la entrada de las canaletas de anchos grandes para asegurar una distribución del flujo tan uniforme como sea posible. El diseño final de la carcasa caracol deberá verificarse preferiblemente con pruebas en modelos, en especial en los casos con arreglos no convencionales de unidades de turbinas grandes. Un ejemplo de la forma interior de una carcasa espiral en concreto se muestra en la figura 12.14.



**Figura 12.14** Forma interior de una carcasa en caracol de concreto con pilas divisorias.

## 12.8.12 TUBOS DE ASPIRACIÓN

El tubo de aspiración es un conducto que descarga el agua desde el rotor al canal de fuga y tiene un doble propósito: (a) recuperar, en la medida de lo posible, energía de velocidad del agua que sale del rotor, incrementando así la altura de aspiración dinámica; (b) utilizar la distancia vertical entre la salida de la turbina y el nivel del cauce aguas abajo, denominada altura de aspiración estática (figura 12.15). El tubo de aspiración más común es de tipo codo (figura 12.15), que minimiza la profundidad de la subestructura. Comparada con la de tipo vertical (figura 12.16) también tiene el efecto deseable de orientar el flujo con la dirección del cauce aguas abajo.

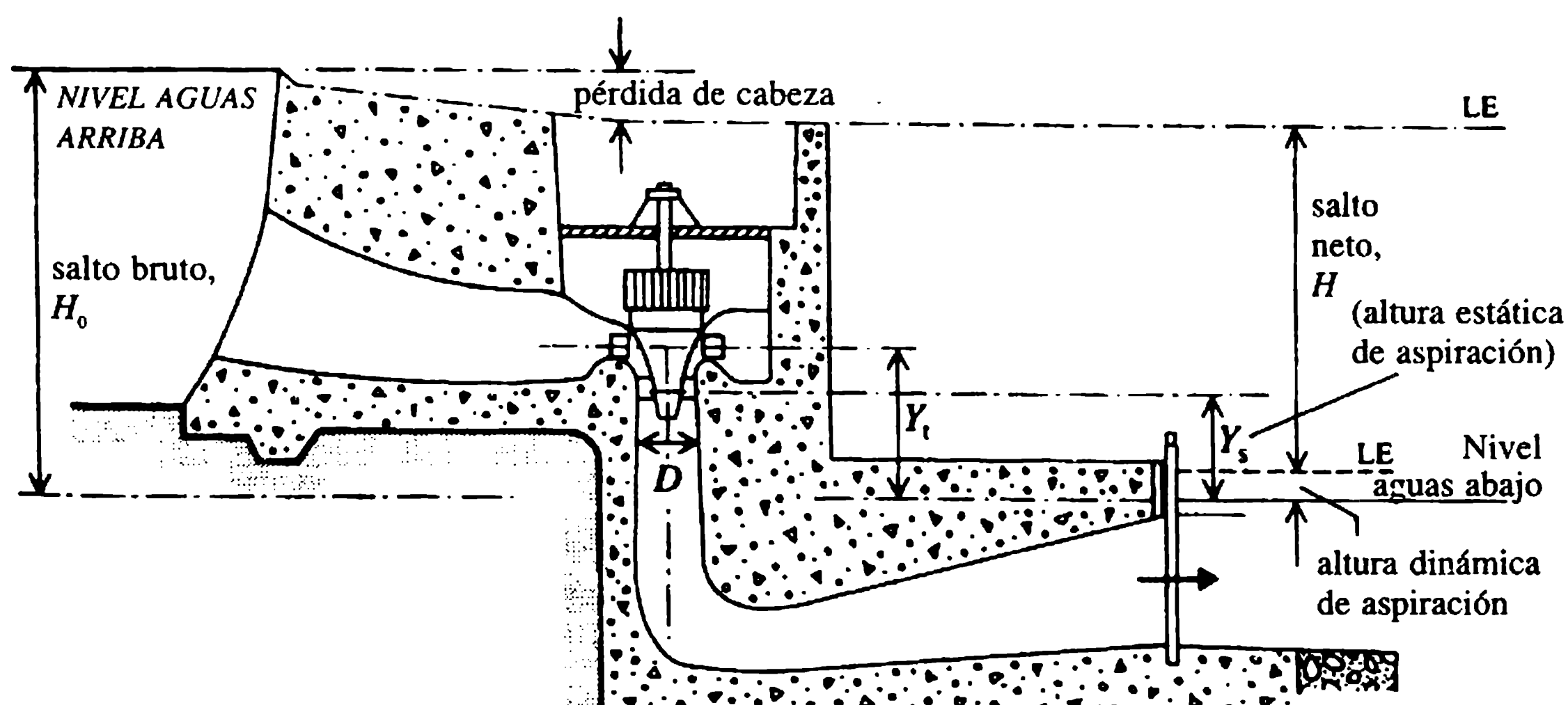
El tubo de aspiración de tipo codo se divide en tres partes, todas las tres secciones se expanden gradualmente como difusores:

1. una parte vertical (entrada) con sección transversal circular, que se expande gradualmente;
2. una parte en codo (destinada a minimizar las pérdidas debidas al cambio con la dirección del flujo) en una transición gradual desde la sección circular hasta la sección rectangular;
3. una parte casi horizontal de sección rectangular, que se expande gradualmente para dirigir el flujo hacia el canal de fuga con pérdidas mínimas.

En general, se diseñan tubos de aspiración con capacidad para grandes caudales (unidades que operan con saltos bajos) mediante ensayos en modelos que se investigan simultáneamente con modelos de rotores. Si se considera el esquema dado en la figura 12.16, como ejemplo, la ecuación de energía entre 1 y 3 arroja:

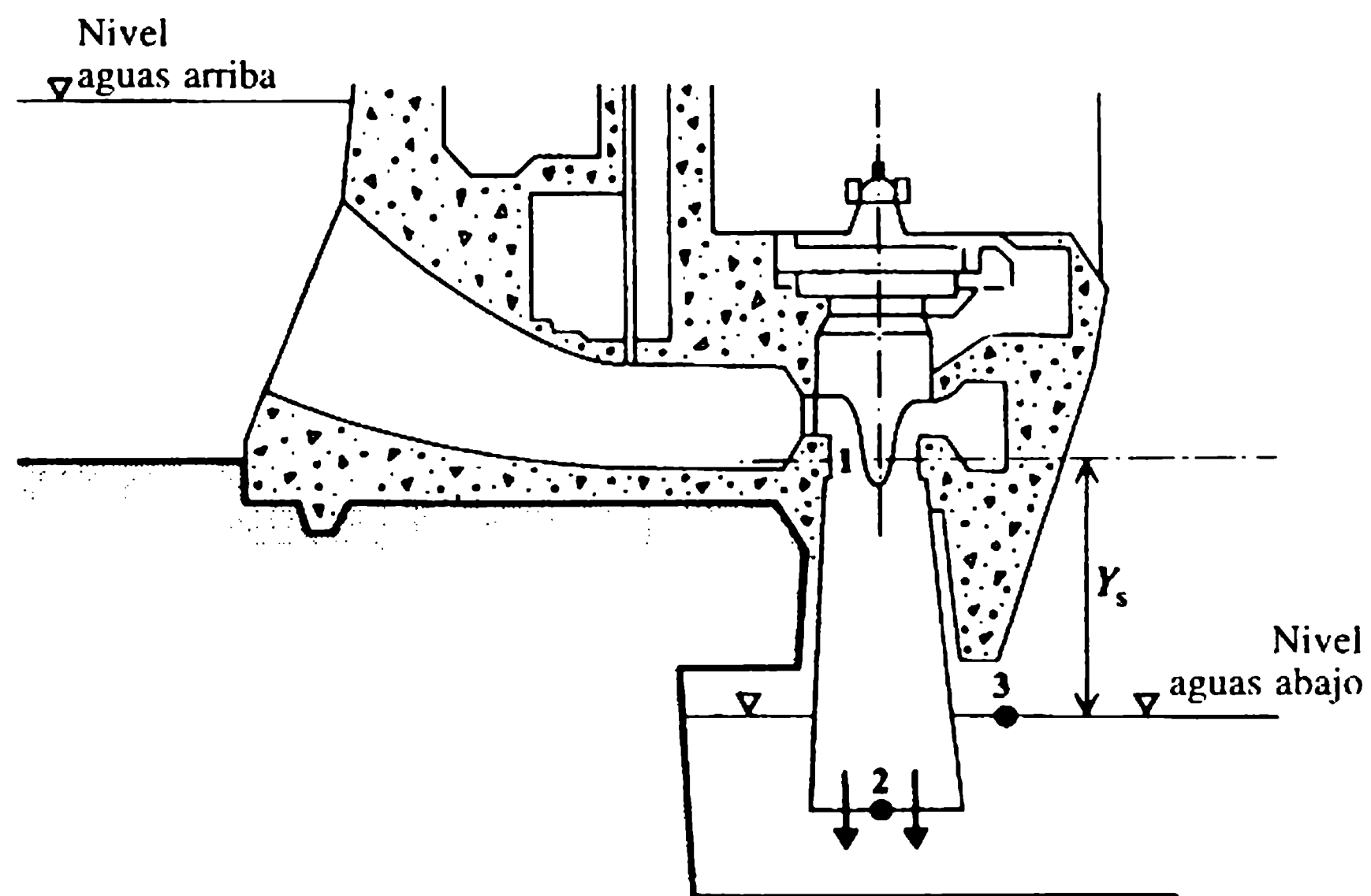
$$Y_s + p_1/\rho g + v_1^2/2g = p_a/\rho g + v_2^2/2g + H_L \quad (12.22)$$

donde  $p_a$  es la presión atmosférica y  $H_L$  son las pérdidas por fricción y por vórtices en el tubo de aspiración.



**Figura 12.15** Tubo de aspiración de tipo codo.





**Figura 12.16** Tubo de aspiración vertical.

Por tanto, la cabeza de presión en la salida del rotor,  $p_1/\rho g$ , está dada por:

$$p_1/\rho g = p_a/\rho g - Y_s - (v_1^2/2g - v_2^2/2g - H_L). \quad (12.23)$$

Denominando  $v_1^2/2g - v_2^2/2g - H_L = H_d$ , la cabeza recuperada

$$H_d = \eta_d(v_1^2/2g - v_2^2/2g) \quad (12.24)$$

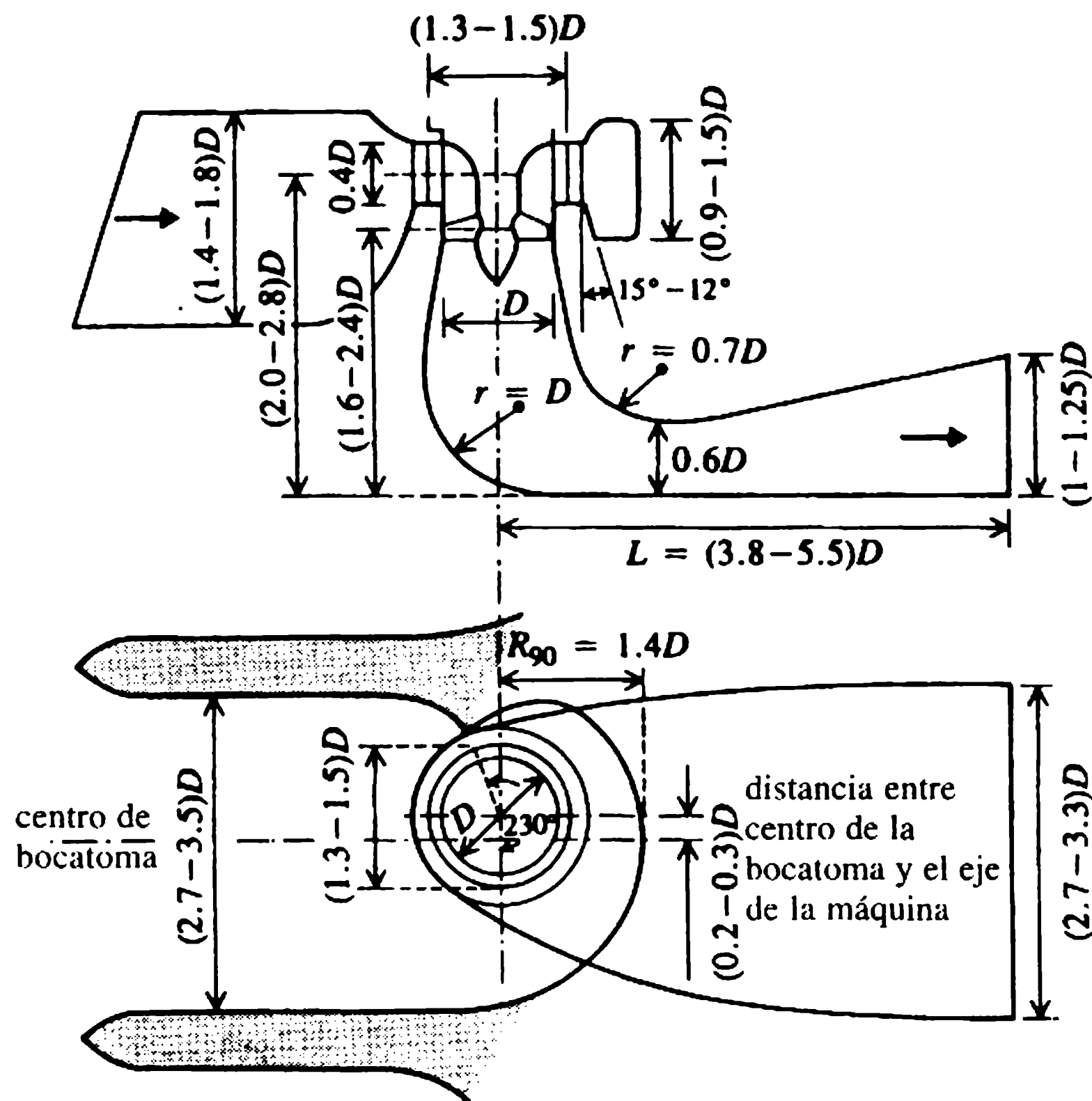
donde  $\eta_d$  es la eficiencia del tubo de aspiración. Mediante un diseño apropiado del tubo de aspiración, la velocidad de salida  $v_2$  puede reducirse a  $1-2 \text{ m s}^{-1}$ , con  $\eta_d$  85% alto.

Para evitar cavitación a la salida del rotor, se debe satisfacer la condición  $p_1/\rho g > p_v/\rho g$ , donde  $p_v$  es la presión de vapor saturada (alrededor de 3.0 m de agua absoluta), con un factor de seguridad suficiente, puesto que el flujo sobre partes del rotor tendrá presiones más bajas.

Las dimensiones sugeridas del tubo de aspiración utilizado para turbinas de velocidades específicas altas se muestran en la figura 12.17 (Mosonyi, 1988).

## 12.9 Otros componentes de plantas hidroeléctricas

Los diversos accesorios utilizados en la construcción y operación de plantas hidroeléctricas son los siguientes: presas (almacenamiento u obras de control de tipo derivación); compuertas; válvulas; bocatomas; conductos de agua (canales abiertos o túneles de carga de presiones bajas); tuberías de presiones altas (tuberías de carga); paso de peces; válvulas de alivio de presión, almenaras; reguladores de turbinas; generadores; superestructura de la central de máquinas; grúas; patio de maniobras para transformadores e interruptores; líneas de transmisión. En esta sección se des-



**Figura 12.17** Dimensiones recomendadas de un tubo de aspiración de tipo codo (Monyi, 1988).

criben con brevedad sólo los accesorios que están directamente relacionados con la ingeniería civil; las presas, obras de control, bocatoma, paso de peces, canales, compuertas y válvulas se han analizado en capítulos anteriores.

### 12.9.1 CANAL DE CARGA

El canal de carga es un conducto para el agua desde la fuente (embalse o río) a la central en forma de un conducto abierto, de un túnel (conducto cerrado de presión baja) o de una tubería de carga (conducto cerrado de presión alta) (figura 12.5). De ordinario, el canal abierto termina en una dársena que es un cuerpo de agua aumentado desde el cual las tuberías de carga conducen el agua hacia las turbinas en la central de máquinas.

La dársena funciona como un pequeño embalse de equilibrio (con dispositivos para rebosamientos) que acomoda las pérdidas repentinas y los incrementos de demanda de carga aguas arriba de la central de máquinas. Puede construirse agrandando el canal justo aguas arriba de la bocatoma de la tubería de carga. Deben incluirse los componentes usuales de una estructura de bocatoma, como rejillas para basuras, compuertas, etc. La colocación de aireadores en la parte posterior de las compuertas hasta las tuberías de carga es esencial para prevenir en las tuberías de carga el desa-

rollo de presiones negativas excesivas como resultado de un drenaje repentino, por ejemplo, cuando las compuertas aguas arriba se cierran y las válvulas de las turbinas se abren.

### 12.9.2 TUBERÍAS DE CARGA

Las tuberías de carga son conductos de gran diámetro, por lo general de acero o concreto, utilizadas para llevar el agua desde una fuente (embalse o cámara de carga) a la central de máquinas. Son tuberías de presiones altas diseñadas para soportar los esfuerzos desarrollados por las presiones estáticas y por el golpe de ariete creado por cambios repentinos en las demandas de potencia (por ejemplo, cerrar y abrir las válvulas de acuerdo con el rechazo y la demanda de potencia). La provisión de tal línea de alta presión no es muy conveniente económicamente si es demasiado larga, en cuyo caso puede dividirse en dos partes, un largo conducto (túnel) de presión baja seguido por una tubería corta de alta presión (tubería de carga) contigua a la unidad de la turbina, separada por una almenara que absorba las elevaciones de presiones debidas al golpe de ariete y las convierta en oscilaciones de masa.

#### a. Criterios de diseño

Los esfuerzos de anillo,  $p_t$ , pueden obtenerse como:

$$p_t = pD/2e \quad (12.25)$$

donde  $D$  es el diámetro interno,  $e$  es el espesor de la pared de la tubería de carga y  $p$  es la presión interna incluyendo todos los efectos del golpe de ariete. La ecuación (12.25) da el espesor de la pared como:

$$e = pD/2p_t\eta_j \quad (12.26)$$

donde  $\eta_j$  es la eficiencia de la unión (0.9-1.0 para uniones soldadas).

Para una tubería de carga seleccionada, el espesor de la pared puede calcularse a partir de la ecuación (12.26) suponiendo un esfuerzo tensor permisible,  $p_t$ , del material (para acero,  $p_t = 150 \text{ N mm}^{-2}$ ). Además, el espesor de la tubería debe ser tal que soporte esfuerzos adicionales debido a la luz libre o voladizo entre el soporte y las juntas de expansión, y los movimientos longitudinales en los soportes debido a cambios de temperatura.

La energía del flujo inevitablemente se reduce a través de la tubería de carga debido a las pérdidas por entrada y por fricción. Aunque estas últimas se pueden minimizar seleccionando con cuidado el diámetro de la tubería y las pérdidas de entrada se pueden minimizar embocinando la entrada, el diámetro económico de la tubería de carga se puede determinar a partir de un estudio comparativo de los costos anuales equivalentes de la tubería instalada y la pérdida de ingreso debido a la pérdida de potencia. Como puede verse en la figura 12.18, si bien las pérdidas de energía disminuyen al incrementar los diámetros, los costos de construcción au-

mentan. El diámetro que minimiza los costos anuales totales se puede determinar sumando los dos costos.

Fahlbusch (1982) reformuló el objetivo del análisis económico en función de la cantidad del capital invertido y el valor capitalizado de la pérdida de energía, y llegó a la conclusión que el diámetro más económico puede calcularse con una precisión de cerca de  $\pm 10\%$  a partir de:

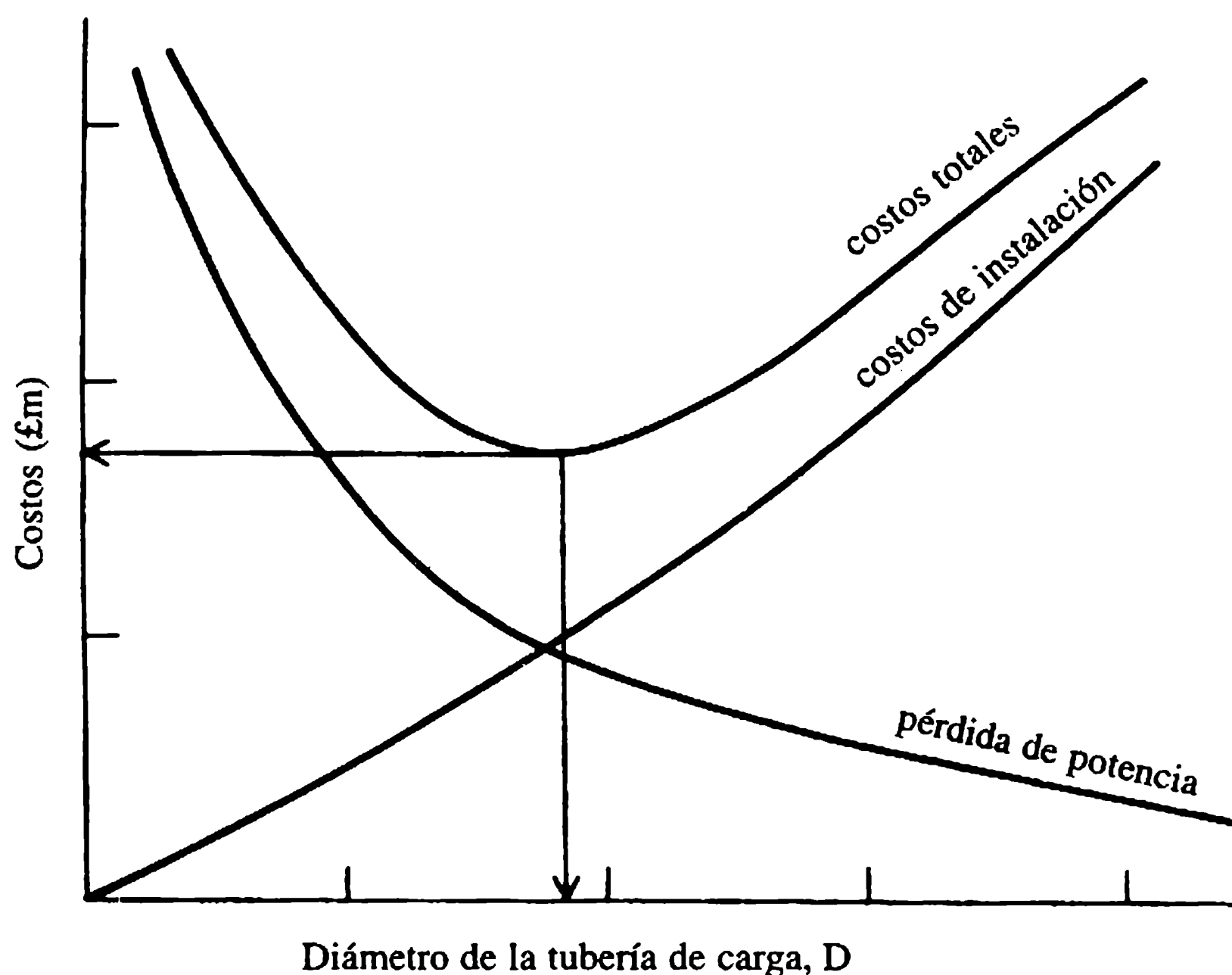
$$D = 0.52H^{-0.17} (P/H)^{0.43} \quad (12.27)$$

donde  $P$  es la capacidad nominal de la planta (kW),  $H$  es el salto nominal (m) y  $D$  es el diámetro (m).

El diseño de los anclajes y anillos de soporte de las tuberías de carga (fuerzas de *momentum* adicionales) tiene que efectuarse con cuidado cuando exista un cambio en el gradiente y la dirección en salidas ramificadas. El tratamiento de este tema está fuera del alcance de este texto. Información adicional puede encontrarse en libros de diseño estructural. Las almenaras se analizarán en la sección 12.10.

### 12.9.3 REGULADORES DE TURBINA

Un regulador es un mecanismo que controla la velocidad de rotación de una unidad turbogeneradora; se debe mantener una velocidad constante para conseguir el suministro a.c. (corriente alterna) con una frecuencia constante. Como la turbina, y por tanto su generador interconectado, tiende a disminuir o aumentar la velocidad cuando la carga varía, el mantenimiento de una velocidad casi constante requiere regular la cantidad de agua que se permite fluir a través de la turbina al cerrar o abrir auto-

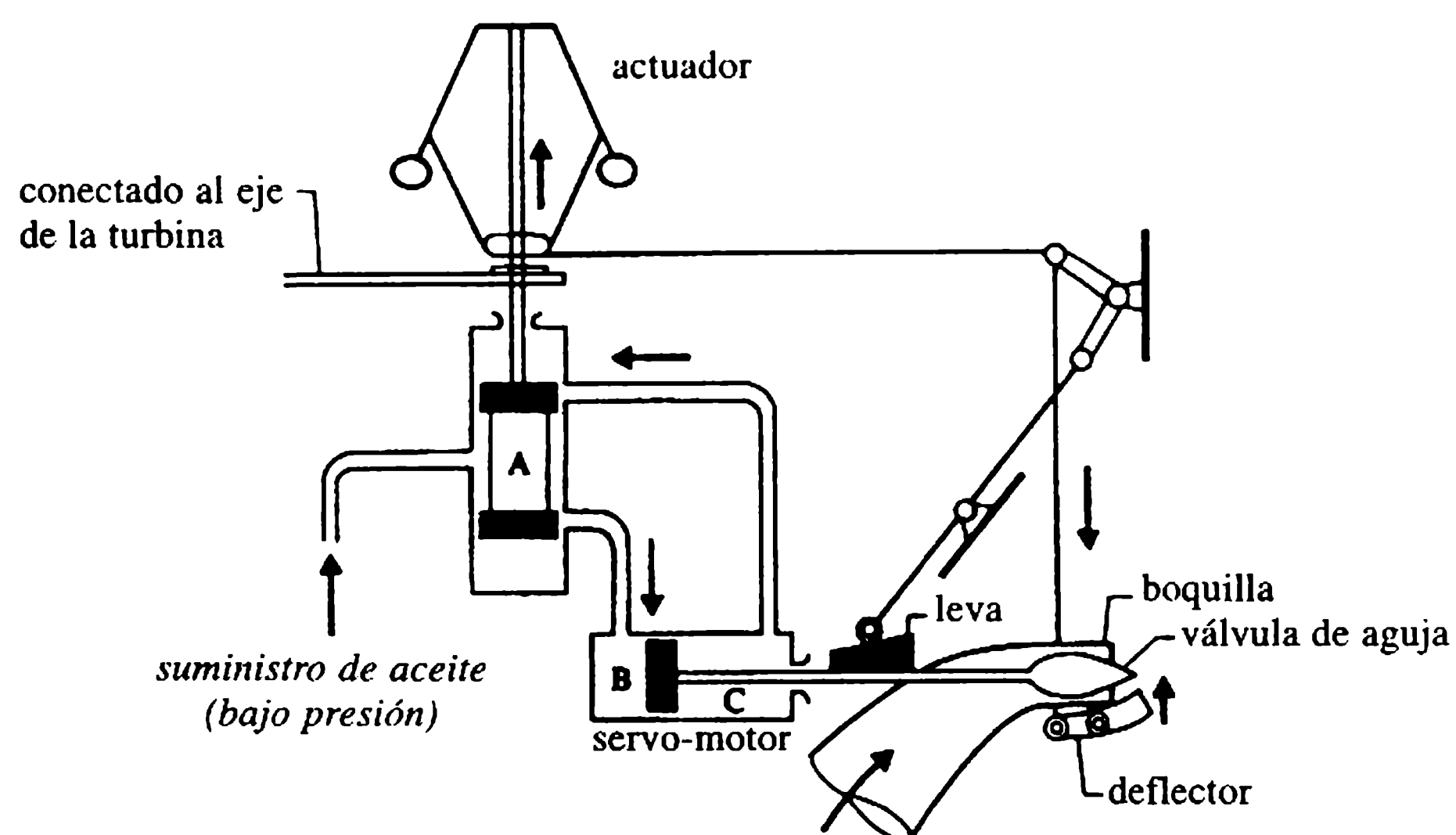


**Figura 12.18** Diámetro económico de una tubería de carga.

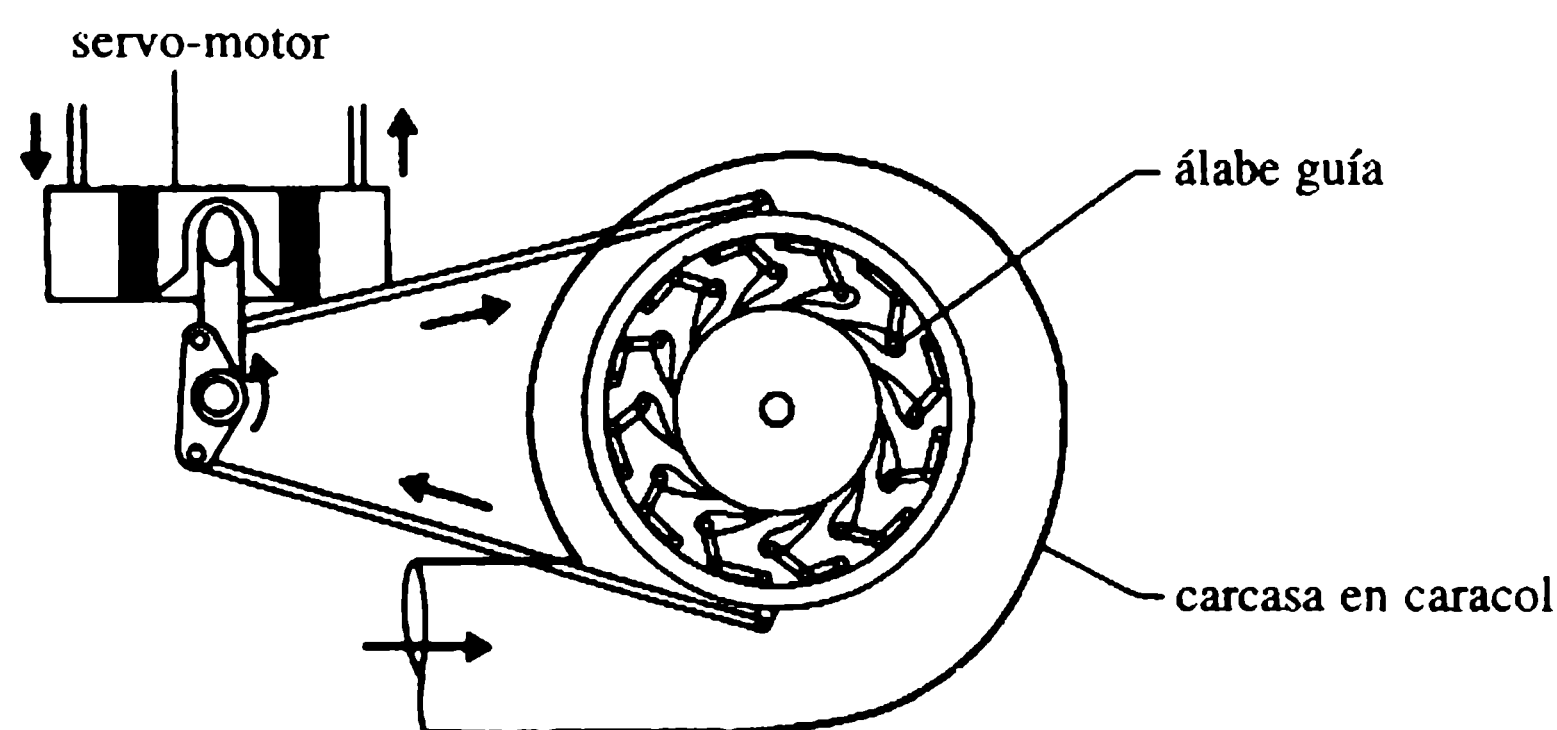
máticamente las compuertas (o inyectores) de las turbinas, mediante la acción de un regulador. Un mecanismo regulador simple para turbinas se muestra en la figura 12.19. Un incremento en la velocidad del rotor eleva el pistón A, permitiendo que el aceite entre a la cámara B, cerrando entonces ligeramente el inyector o las compuertas. La operación se reversa si la velocidad se reduce.

El cierre o la apertura rápida de un inyector o de los álabes guía (compuertas) son indeseables, ya que pueden producirse problemas graves de golpe de ariete en las tuberías de carga. En el caso de una turbina Pelton, se pueden evitar los cambios repentinos si se activa un deflector en frente del chorro, desviando entonces parte del flujo lejos de la turbina. De la misma forma, en el caso de una turbina de tipo reacción, una válvula de alivio puede permitir que parte del caudal fluya directamente al conducto de fuga sin entrar al rotor.

(a) Regulación de una turbina de impulso



(b) Regulación de una turbina de reacción



**Figura 12.19** Reguladores de turbina.

#### 12.9.4 GENERADORES

Un generador es una máquina eléctrica acoplada con el eje de la turbina (ya sea de modo horizontal o vertical). El generador sincrónico de corriente alterna se utiliza bastante en la práctica de producción de potencia hidroeléctrica. Tiene dos elementos, un campo magnético que consiste en un ensamble de electroimanes (polos) que rotan (de ahí el nombre de rotor), dentro de un estator (unidad estacionaria) que es un sistema de conductores (inducidos bobinados). El desplazamiento relativo entre el rotor y el estator induce una fuerza electromotriz alternante. El suministro de corriente alterna en el Reino Unido se produce con una frecuencia estándar de 50 Hz. La turbina se regula para operar con una velocidad constante y el generador se diseña con un número apropiado de polos para producir la frecuencia diseñada a la velocidad seleccionada (ecuación 12.4).

Debido a las limitaciones físicas impuestas por las propiedades mecánicas de los materiales, las velocidades de rotación de las máquinas hidroeléctricas están limitadas, por ejemplo para una producción de 15 MW la velocidad límite es  $1500 \text{ rev min}^{-1}$ , 250 MW de  $600 \text{ rev min}^{-1}$ , para 1000 MW de  $120 \text{ rev min}^{-1}$ , etc. En sitios con mayor potencial de generación, las velocidades de las turbinas por lo general se escogen entre  $100$  y  $375 \text{ rev min}^{-1}$ , lo que reduce el número de unidades para la misma capacidad instalada.

Los tamaños de los generadores varían dependiendo de sus capacidades nominales y de la disposición del eje (ya sea vertical u horizontal). La capacidad nominal de los generadores de corriente alterna se mide en kilovoltios-amperios (kVA). La capacidad (producción) aparente o nominal difiere de la producción real,  $P_a$ , la diferencia  $P_m$  se utiliza para magnetizar el campo del rotor. Entonces, la capacidad kVA nominal está dada por:

$$\text{kVA} = (P_a^2 + P_m^2)^{1/2} \quad (12.28)$$

y el factor de potencia está dado por:

$$PF = \cos \phi = P_a / \text{kVA}. \quad (12.29)$$

Excitatrices (generadores de corriente directa) montados sobre el eje del generador energizan el campo del rotor del generador principal.

El peso de los generadores de corriente alterna con una capacidad nominal de 300 kVA oscila entre 160 kN de peso para una velocidad de operación de  $900 \text{ rev min}^{-1}$  y 500 kN para una velocidad de  $100 \text{ rev min}^{-1}$ . Miden cerca de 3 m de alto y 2.5-5 m de diámetro. En general, las unidades de eje horizontal son apropiadas para plantas de velocidades bajas y son pesadas, grandes y costosas, mientras que las unidades de eje vertical utilizadas con plantas de velocidades altas son bastante pequeñas y menos costosas. Para velocidades superiores a  $1000 \text{ rev min}^{-1}$  se inducen esfuerzos adicionales, lo que exige materiales y diseños especiales. A menudo surgen problemas estructurales especiales para proporcionar el apoyo apropiado a los generadores. Los generadores deben también estar ventilados de manera adecuada para evitar el sobrecalentamiento, lo que se logra mediante refrigeración con aire y/o agua.



Para proyectos de almacenamiento de saltos altos (hasta 300 m), se han desarrollado bombas-turbinas reversibles del tipo Francis (Raabe, 1985) que operan con una eficiencia relativamente alta tanto como bomba o como turbina. La misma unidad eléctrica trabaja como generador o motor invirtiendo los polos. Una planta equipada con instalaciones reversibles puede reducir los costos en una central con almacenamiento por bombeo mediante la eliminación del equipo adicional de bombeo y la casa de bombas. Puede existir un desgaste anormal de todos los componentes de tales unidades debido a su operación frecuente y a los modos de arranque y parada varias veces al día.

Las características hidráulicas de la bomba-turbina, la rotación dual y el método de inicio de las unidades en el modo de bombeo son algunos factores adicionales que afectarán el diseño del generador.

### 12.9.5 TRANSFORMADORES Y LÍNEAS DE TRANSMISIÓN

Los transformadores que conectan la fuente de poder (generadores) y el circuito receptor (líneas de transmisión) elevan el voltaje para transmisión, reduciéndose así la pérdida de potencia y permitiendo el uso de conductores más pequeños (cables) en la línea de transmisión. De ordinario, los transformadores están localizados en un patio de maniobras exterior adyacente a la central de máquinas, como una precaución necesaria para evitar los altos voltajes y otros peligros.

### 12.9.6 CENTRAL DE MÁQUINAS

La estructura de la central de máquinas puede dividirse en dos secciones, una subestructura que soporta el equipo hidráulico y eléctrico y una superestructura que aloja el equipo. En general, la subestructura es un bloque de concreto con todos los conductos de agua necesarios contruidos dentro de él. La carcasa en caracol y el tubo de aspiración se funden integralmente (en especial en plantas grandes de saltos bajos) con la subestructura revestida en acero.

La superestructura aloja las unidades generadoras y excitatrices, el tablero interruptor y el cuarto de operaciones. Las unidades de eje vertical (cuyas turbinas se colocan justo por debajo del nivel del piso) requieren menos espacio de piso que las montadas sobre ejes horizontales. El costo de la superestructura puede reducirse bastante si se alojan sólo los generadores individuales (la central de máquinas al aire libre), aunque tiene la desventaja de que las obras de mantenimiento tienen que limitarse sólo a unas buenas condiciones climáticas. En ciertas condiciones topográficas, en particular cuando la hidroeléctrica está situada en cañones angostos sin un sitio conveniente para una central de máquinas de tipo convencional, puede localizarse en forma subterránea. Existen muchos ejemplos en Europa y en otras partes (las plantas de Cruachan y Dinorwic en el Reino Unido).

Es esencial equipar la central de máquinas con una grúa que levante y mueva los equipos para propósitos de instalación y mantenimiento. Se utilizan normalmente

puentes-grúa que cubren el ancho de la edificación y son capaces de atravesarlo en toda su longitud. La elevación del riel de la grúa depende del espacio máximo requerido cuando la grúa está en operación lo que, a su vez, determina la altura total de la superestructura (figura 12.26).

### 12.9.7 CANAL DE FUGA

El canal de fuga es la vía por la que se descarga el agua de las unidades de turbina (a través de los tubos de aspiración si se utilizan unidades de tipo reacción). Pueden ser muy cortos y, si la central de máquinas está próxima a la corriente, el flujo de salida puede descargarse directamente en ella. Por el contrario, si la central de máquinas está situada lejos de la corriente, el canal de fuga puede tener una longitud considerable. El diseño apropiado de dicho canal asegura, en especial, en plantas de saltos pequeños, que una mayor parte del salto bruto de la planta esté disponible para el desarrollo de potencia.

El canal de fuga en inmediaciones de la salida del tubo de aspiración (el salto del canal de fuga) debe revestirse apropiadamente, ya que, de otra manera, podría degradarse e inducir una disminución en la elevación del cauce aguas abajo debido a la socavación del lecho del canal. De progresar tal situación, el nivel del montaje del diseño de la turbina se alteraría, causando así reducción en la eficiencia de la turbina (cavitación en su rotor) y tendrían que tomarse medidas remediales (una elevación artificial del nivel del agua). El canal de fuga puede algunas veces rellenarse con material depositado, en cuyo caso el salto bruto de la planta disminuye, lo que ocasiona la reducción de la potencia de salida. Esta situación puede surgir si el vertedero principal de descarga está próximo al conducto de fuga sin un muro separador adecuado.

Se deben suministrar compuertas, con mecanismos de izaje apropiados, en la salida del tubo de aspiración (entre las pilas y el canal de fuga) para aislarlo en obras de mantenimiento.

El canal de fuga de una central de máquinas subterránea invariablemente es un túnel horizontal en el que las unidades de la turbina descargan el agua. El flujo en tal túnel puede algunas veces ser a presión, haciendo necesaria una almenara próxima a las unidades de la turbina (es decir, en el inicio del túnel de fuga).

Figura 12.26

### 12.10.1 GENERALIDADES

Las almenaras pueden constar en esencial de una antecámara cercana a la máquina. Su propósito principal es la protección del largo túnel de las presiones del golpe de ariete causado por el rechazo o aceptación de una carga repentina en plantas de saltos medios y altos. La almenara convierte estas oscilaciones de presiones rápidas (golpe de ariete) en unas fluctuaciones de presiones más lentas y más bajas debido a una

## 12.10 Almenaras (chimeneas de equilibrio)

oscilación de masa en la cámara de la almenara; para abordar con mayor profundidad el análisis del golpe de ariete el lector debe consultar a Jaeger (1957) y Novak (1983).

La cámara de la almenara (figura 12.4), que divide el túnel de presión en corto tubo de carga de alta presión aguas abajo y un túnel largo de baja presión aguas arriba, entonces funciona como un embalse para la absorción o el envío de agua para cumplir los requerimientos de cambios de carga. Rápidamente se establece el equilibrio de las condiciones de flujo que favorecen en gran medida la regulación de la velocidad de la turbina.

### 12.10.2 OSCILACIONES EN ALMENARAS

Los cambios repentinos en las condiciones de carga de la turbina producen oscilaciones de masa en las almenaras que de manera eventual serán amortiguadas por las pérdidas de fricción hidráulica en el conducto. La amplitud de estas oscilaciones es inversamente proporcional al área de la almenara, y si el área instalada fuera muy grande las pulsaciones se eliminarían. Aunque esas condiciones serían favorables para alcanzar un nuevo estado de equilibrio muy rápido, el diseño no sería muy económico. Por otra parte, si se instala un área demasiado pequeña las oscilaciones se tornan inestables, lo que es inaceptable. Es por tanto esencial seleccionar una sección en la que las oscilaciones se estabilicen en un periodo corto de tiempo.

La sección crítica para la estabilidad está dada por la ecuación:

$$A_{sc} = V_0^2 A_t L_t / 2g P_0 H_0 \quad (\text{criterio de Thoma}) \quad (12.30)$$

donde  $A_t$  y  $L_t$  son el área de la sección transversal y la longitud del túnel respectivamente, y el subíndice '0' define las condiciones de estado permanente previas a la variación en la carga (figura 12.20). Por lo general, se selecciona una área de tanque estable utilizando un factor de seguridad próximo a 1.5.

La utilización de la ecuación de Manning con  $1/n = 85$  (con concreto de acabado liso) arroja, a partir de la ecuación (12.30),

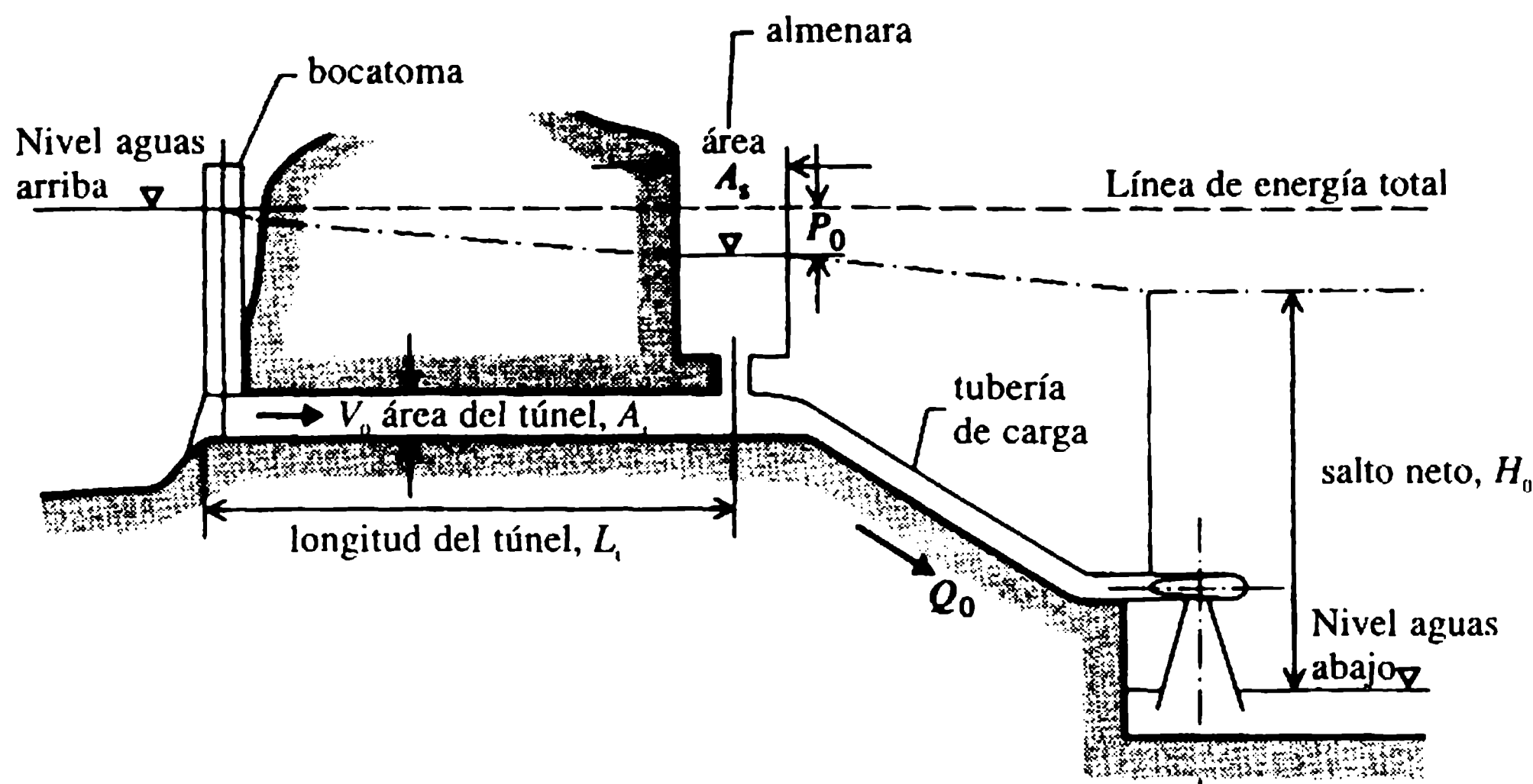
$$A_{sc} = 45 D^{10/3} / H_0 \quad (12.31)$$

donde  $D$  es el diámetro del túnel (en m).

Las máximas oleadas en ascenso y descenso deberán estar confinadas dentro de la cámara. Para almenaras simples se pueden utilizar las siguientes ecuaciones a fin de calcular estas oleadas máximas. Para un rechazo repentino de la carga de 100%, la máxima oleada en ascenso será:

$$Z_{*max} = 1 - 2K_{*0}/3 + K_{*0}^2/9 \quad (\text{para } K_{*0} < 0.7), \quad (12.32)$$

donde  $Z_* = Z/Z_{max}$ ,  $K_{*0} = P_0/Z_{max}$ ,  $Z_{max} = Q_0/A_s r$  y  $r = (g A_t / L_t A_s)^{1/2}$ , y la máxima oleada en descenso.



**Figura 12.20** Esquema de una planta hidroeléctrica usual: condiciones de estado permanente.

$$Z_{*min} = -1/(1 + 7K_{*0}/3). \quad (12.33)$$

Para un incremento de demanda de carga repentino de 100%, la oleada en descenso:

$$Z_{*max} = -1 - 0.125K_{*0} \quad (\text{para } K_{*0} < 0.8) \quad (12.34)$$

donde  $Z$  es la amplitud de la oleada con respecto al nivel del embalse,  $A_s$  es el área de la sección transversal de la almenara y  $P_0$  es la pérdida de salto en el túnel. El intervalo de niveles de oleada (amplitudes) no debe ser demasiado grande para minimizar las dificultades en la regulación. Las máximas oleadas en ascenso y descenso se computan para las condiciones extremas, es decir, el nivel superior de la almenara se rige por el máximo nivel de la oleada en ascenso cuando el nivel del embalse está en su máximo y el nivel inferior de la cámara es controlado por el máximo nivel de la oleada en descenso cuando el embalse está casi a su nivel de descenso más bajo.

Condiciones de incremento de demanda instantánea de 100% generan una máxima oleada en descenso demasiado grande, puesto que la práctica normal es dejar una tolerancia para el incremento rápido de la demanda entre 0 y 10% de la demanda de carga total, pero pronto, de ahí en adelante, la unidad se lleva a carga total sólo de manera gradual. Por lo normal, las máximas oleadas en descenso se calculan contra valores entre 75 y 100% de la carga total y, de nuevo, el nivel inferior de la cámara es controlado por el nivel del embalse en su condición de nivel de descenso más bajo. Esta condición inevitablemente es más crítica que la regida por la máxima oleada en descenso después de un rechazo de carga.

Oleadas excesivas pueden ocurrir si se imponen varios cambios rápidos de carga sobre la unidad (traslapando ondas). Éstas pueden crear dificultades adicionales de regulación y puede que los niveles superior e inferior de la almenara tengan que ser modificados para acomodar estas oleadas excesivas.

Para hacer diseños conservadores de la almenara es usual suponer un factor de fricción del conducto inferior al promedio para calcular la máxima oleada en ascenso y un factor de fricción más alto para la máxima oleada en descenso. En todos los casos debe tenerse muy en cuenta el efecto de envejecimiento del túnel. Todos los tipos de pérdidas de cabeza se suponen proporcionales a  $V^2$ . La eficiencia de la turbina se supone que es constante para todo su intervalo operacional; puede recordarse que la turbina de tipo Kaplan satisface este supuesto para un amplio intervalo de condiciones de carga.

### 12.10.3 TIPOS DE ALMENARAS

1. *Almenaras simples.* La almenara simple [figura 12.21(a)] tiene la sección transversal uniforme, está abierta a la atmósfera y actúa como un embalse. Está conectada directamente a la tubería de carga de manera que el agua fluye hacia adentro y hacia fuera con pequeñas pérdidas de cabeza cuando ocurren variaciones de carga. De ordinario, tienen un tamaño grande, con proporciones excesivas y son lentas en responder para amortiguar las oleadas. Se utilizan muy rara vez en la práctica moderna excepto en instalaciones donde los cambios de carga son, o muy pequeños o muy graduales.
2. *Tanque estrangulado.* En el tanque estrangulado (tanque de tipo orificio restringido), la entrada restringida [figura 12.21(b)] a la almenara crea unas condiciones de retardo y aceleración del flujo en el túnel aguas arriba de éste, reduciendo entonces los requerimientos de almacenamiento y minimizando las máximas oleadas en ascenso y descenso. Aunque este tipo de almenara es económico (debido a su tamaño más pequeño) comparado con el tanque de sección simple, la creación rápida de cabezas retardantes y acelerantes complican el mecanismo de regulación, requiriendo una inercia adicional en las unidades turbogeneradoras.
3. *Almenaras con cámaras de expansión.* Este tipo de almenara [figura 12.21(c)] consta de un tubo ascendente angosto (eje de oleada principal); con cámaras de expansión grandes adyacentes en cualquiera de los extremos. El conducto ascendente angosto reacciona con rapidez, creando cabezas acelerantes o desacelerantes, y, al mismo tiempo, las cámaras de expansión minimizan los niveles máximos de las oleadas en ascenso y descenso, limitando entonces la variación de los niveles de la oleada (es decir, más fáciles de regular). Para reducir costos de la estructura algunas veces se pueden colocar dispositivos de rebosamiento, ya sea para desperdiciar agua (si no es escasa) o devolverla a la tubería de carga.
4. *Almenara diferencial.* Este tipo [también conocido como tanque diferencial de Johnson—figura 12.21(d)] consta de un conducto interno ascendente y angosto con un orificio de entrada a un conducto exterior más grande en el fondo. Como el tubo ascendente central es angosto responde de forma instantánea durante la fase ascendente; al mismo tiempo la amplitud máxima está limitada a su nivel superior, y cualquier exceso de derramamiento de agua se revierte a la cámara

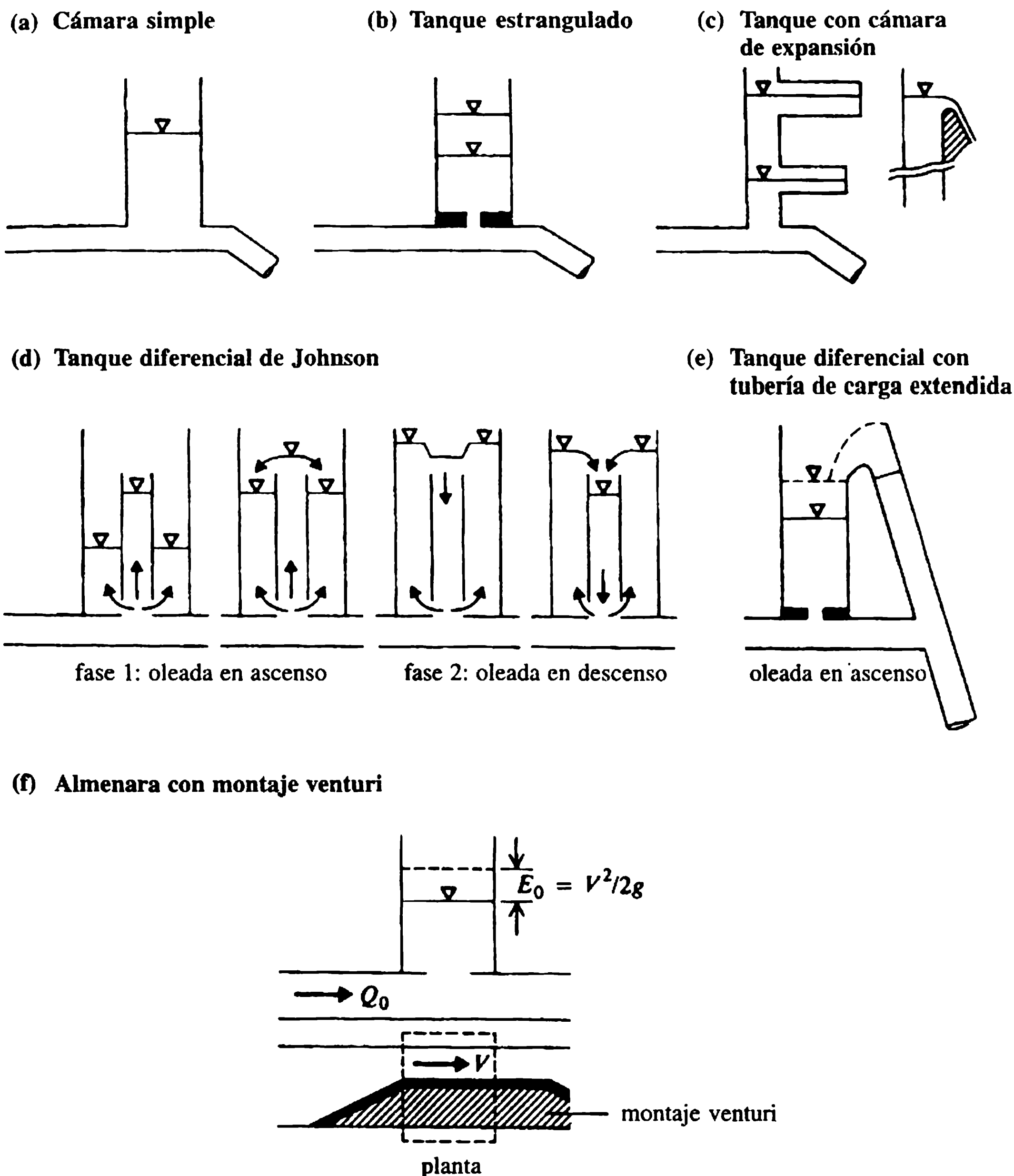


exterior. Similarmente, durante la fase de vaciado descendente el agua se vierte hacia el conducto ascendente angosto mientras que el conducto ascendente mismo responde rápido para mantener el nivel deseado. El tanque diferencial con una tubería de carga extendida que actúa como un conducto ascendente central se muestra en la figura 12.21(e).

5. *Almenaras con montaje venturi.* Considerando la energía de velocidad bajo la almenara ( $V^2/2g = E_0$ ) la sección crítica de Thoma puede escribirse como:

$$A_{sc} = V_0^2 A_t L_t / 2g (P_0 + E_0) H_0. \quad (12.35)$$

Secciones más económicas pueden resultar al colocar una contracción venturi [figura 12.21(f)] bajo la almenara [incrementando así la cabeza de velocidad,  $E_0$ ]



**Figura 12.21** Tipos de almenaras.



(Escande, Dat y Nalluri, 1962)]. Para la teoría detallada y diseño de almenaras, se debe consultar Jaeger (1957) y Novak (1983).

### 2.11 Desarrollo de plantas minihidroeléctricas

El panel de generación hidroeléctrica de la conferencia de energía de las Naciones Unidas (NU, 1981) discutió el estado del arte, particularmente en las áreas de desarrollo de minicentrales hidroeléctricas, y enfatizó en la importancia de tales proyectos, en especial en los países en vías de desarrollo.

La electrificación rural es uno de los principales atractivos de las minicentrales hidroeléctricas. Tal sistema es más independiente y seguro, conserva el petróleo para otros propósitos e inyecta tecnología a las áreas rurales. China ha desarrollado un gran número de minicentrales hidroeléctricas durante las dos décadas pasadas, con una capacidad instalada promedio de cerca de 300 kW por unidad.

De acuerdo con la División de Energía del Banco de Desarrollo Asiático (ADB, en inglés), el potencial hidroeléctrico total identificado en la región del ADB (excluyendo India) es cerca de 165 000 MW y sólo cerca de 4% se ha desarrollado hasta ahora (información de 1980). Aunque el potencial disponible de unidades de minicentrales hidroeléctricas es pequeño comparado con el potencial total, los proyectistas deben ser concientes de las posibilidades de desarrollo de las minicentrales de generación. Algunos de los países asiáticos ya han ganado considerable experiencia en este sentido; India tiene cerca de 80 estaciones de minicentrales hidroeléctricas, con unas 200 unidades generadoras. Puede ser ventajoso incorporar las minicentrales en las caídas de los canales al planear canales de irrigación; por ejemplo en el canal de Ganga (India) están en operación 26 unidades desde 200 kW a 6.8 MW en ocho estaciones. Desarrollos de minicentrales de generación han empezado recientemente en Nepal, Afganistán, Pakistán, Papua Nueva Guinea, Malasia, Filipinas, Samoa Occidental y Burma.

En el Reino Unido ha habido tendencias recientes de utilizar las obras de ingeniería existentes de mediados del siglo XIX construidas para impulsar ruedas de agua. Uno de estos ejemplos (Fullalove, 1984) está en las cavernas de Wookey Hole en Somerset, donde se ha instalado, en un antiguo molino de papel, una turbina miniatura de flujo transversal a filo de agua, capaz de una producción entre 15 y 70 kW.

Las unidades de pequeña escala con una fuente de potencia variable (debido al flujo variable) requieren un sistema de control bastante elaborado y costoso para hacer una interfaz con los conductos principales del suministro eléctrico. Sin embargo, los últimos avances en electrónica de estado sólido hacen que el sistema sea viable. La salida eléctrica de una fuente de potencia continua (flujo continuo en el río) es, por otra parte, incompatible con la demanda y en tales casos la potencia adicional se pasa a una malla de resistencia por el dispositivo de control.

Para saltos menores de 5 m, las turbinas de tipo propulsor de hélices fijas son más apropiadas. Es conveniente un mayor número de unidades pequeñas ya que minimizan los costos de distribución. Las ruedas Pelton que desarrollan 10 kW han sido instaladas por un valor aproximado de 1000 libras esterlinas el kW de capacidad instalada (a precios de 1979). Para información más detallada sobre la teoría y el

diseño de estaciones de potencia hidroeléctrica de pequeña escala, se puede consultar Monition, Le Nir y Roux (1984).

## 12.12 Fuentes de energía renovable

### 12.12.1 POTENCIA DE MAREAS

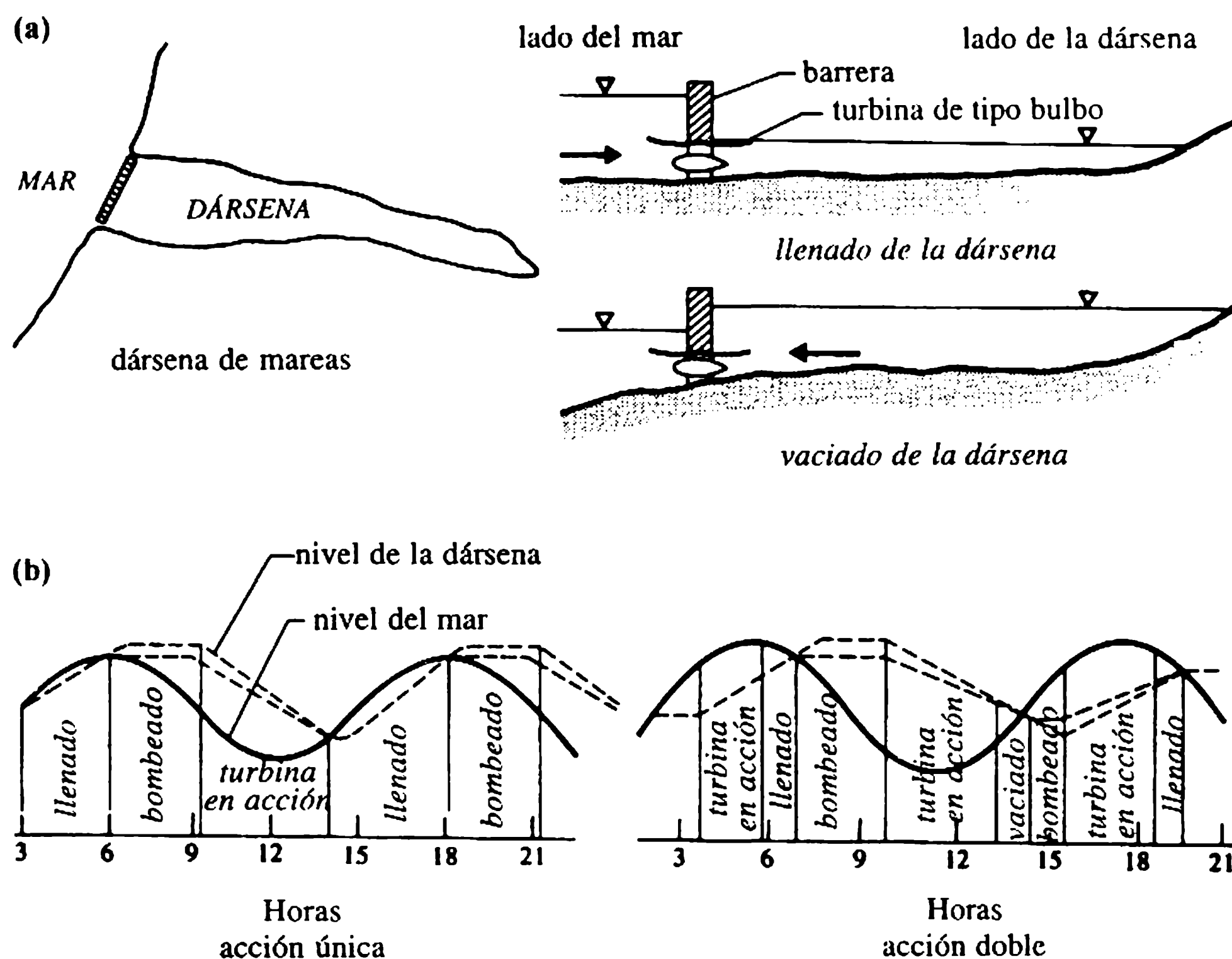
El uso de la energía de las mareas se remonta al siglo XII, cuando los molinos de mareas trabajaban a lo largo de la costa de Bretaña, Francia. El principio básico de su operación era formar una dársena de almacenamiento construyendo un dique que cerrara una ensenada; la dársena se llenaba mediante compuertas durante la marea creciente y durante la bajada de la marea se vaciaba mediante una rueda hidráulica impulsada por debajo, produciendo entonces la fuerza motriz. El principio operacional de una planta de generación mareomotriz sigue siendo el mismo que el de los molinos de mareas, pero las unidades de turbinas pueden generar potencia tanto durante el llenado como en el vaciado de la dársena [figura 12.22(a)].

Las amplitudes de las mareas alcanzan magnitudes considerables a lo largo de ciertos tramos costeros (la costa del Atlántico canadiense 13.5 m; el canal de Bristol, Reino Unido, 10 m; la costa del Atlántico francés 8 m; los datos corresponden a valores anuales medios). En la región del Pacífico, por ejemplo en las costas de China y la antigua Unión Soviética, también se han registrado amplitudes medias entre 6 y 9 m. Wilson y Balls (1987) presentaron un análisis profundo del estado del arte actual en la generación de energía mediante mareas.

A pesar de que los costos de producción de la energía de mareas son un poco mayores (cerca de 3p\* por kW h comparado con 2-2.5p para energía nuclear, en precios de 1980) y que fluctúan tanto diaria como estacionalmente, se podrían desplazar las plantas que trabajan con carbón o petróleo para la generación pico y también suministrar la energía en proyectos de almacenamiento por bombeo.

La primera estación de energía de mareas en La Rance en la costa occidental de Francia tiene una capacidad instalada de 240 MW (24 unidades tipo bulbo de 10 MW cada una) con un factor de carga de 25%, los picos en la generación de energía se orientan a desplazar la generación pico de plantas que trabajan con petróleo y el abastecimiento en los proyectos de almacenamiento por bombeo en los Pirineos. Las turbinas bulbo también permiten el bombeo, elevando así el nivel de la dársena [figura 12.22 (b)] con respecto al nivel del mar al final del llenado. El éxito de esta instalación ha sido reconocido ahora puesto que los costos de producción de energía son competitivos con los de otras fuentes del sistema de energía francés. Además, los desarrollos tecnológicos después de la finalización del proyecto de generación de La Rance han estimulado la construcción y proyección de plantas de mareas en Canadá, antigua Unión Soviética, China, India, Australia, Corea y el Reino Unido (Departamento de Energía 1977a, b).

\* *N. de R.T.*: p = perces, corresponde a un centésimo de libra esterlina.



**Figura 12.22** Desarrollo de potencia de mareas.

### 12.12.2 POTENCIA DE OLAS

La siguiente fuente de energía renovable estudiada de manera más extensiva es la energía de olas. La potencia potencial de una ola puede aproximarse como (Mosonyi, 1988),

$$P = H^2 T \quad (\text{kW por metro de largo}) \quad (12.36)$$

donde  $H$  y  $T$  son la altura de la ola y su periodo, los cuales pueden utilizarse con una eficiencia de alrededor de 25% (generación y transmisión). Los aparatos más notables en los que se concentra la investigación actual (las primeras unidades superficiales como la balsa flotante de Cockerell y el pato de Salter se han discontinuado) son del tipo de aguas profundas, fijos en el lecho del mar. Investigaciones llevadas a cabo recientemente en el Reino Unido no indican, sin embargo, resultados económicos promisorios. Para mayores detalles de los conceptos básicos de los proyectos de monitoreo de energía de olas, se puede consultar Departamento de Energía (1979), Taylor (1983) y Mosonyi (1988).

### 12.12.3 POTENCIA DEL VIENTO

En teoría, la energía eólica puede suplir la mayor parte de las necesidades de energía del Reino Unido (Allen y Bird, 1977). La producción de un aerogenerador se incre-

menta con el cubo de la velocidad del viento, pero es un suministro de energía que fluctúa constantemente. La economía de la energía eólica mejora al incrementar el tamaño del aerogenerador; una unidad con un diámetro de 100 m podría reducir los costos de producción a 3p por kW h mientras que una unidad de 60 m produce electricidad entre 6 y 7p por kW h. Con los costos de los combustibles a 2.5p por kW h para plantas carboeléctricas y 3.5p por kW h para plantas de petróleo [precios de 1980 (Charnock, 1980)], la energía eólica podría ofrecer una alternativa atractiva. Suecia tiene dos unidades de 80 m y Estados Unidos tres unidades de 91 m de diámetro, las que están en la actualidad en operación. En Estados Unidos el gobierno se embarcó en la década de los setenta en un ambicioso programa, el cual, complementado con los programas corrientes, debería producir una capacidad construida de 800 MW de energía eólica para la década de los noventa. La principal línea de investigación sobre aerogeneradores en el Reino Unido es la de molinos de viento con eje horizontal –y vertical–; la Empresa Hidroeléctrica de Escocia tiene una unidad de 250 kW en operación.

Sin embargo, como lo señalaba el antiguo Consejo Central de Generación de Electricidad (Reino Unido) (Charnock, 1980), se necesitarían entre 1000 y 2000 aerogeneradores para igualar la producción anual de una sola estación termoeléctrica, y el impacto ambiental de tal esquema es considerable.

#### 12.12.4 POTENCIA SOLAR

En Occidente, la energía solar se ha utilizado principalmente en la calefacción de casas individuales y en la industria del alumbrado. Sin embargo, se han probado proyectos de energía solar a escala mucho mayor que podrían alimentar las redes nacionales. En Nuevo Méjico y Arizona, España, Méjico y Australia operan plantas piloto. Los colectores móviles de una planta solar capturan el calor del sol, el cual puede cambiarse a un circuito de una turbina de vapor. El sistema rastrea el sol de forma automática, tanto en elevación como en acimut. Aunque la economía de generación a gran escala no es aún promisorio, los sistemas solares son bastante útiles en comunidades remotas en donde el suministro de energía convencional podría ser muy costoso.

#### 12.12.5 CENTRALES DE POTENCIA DE DEPRESIÓN (SOLAR)

En regiones áridas, el alto potencial de evaporación podría utilizarse para generación hidroeléctrica. El agua del mar se conduce a través de un canal o un túnel a una dársena adyacente de bajo nivel donde se evapora. Una vez se establece un estado de equilibrio hidrológico entre la tasa de evaporación y la tasa de afluencia desde el mar, el salto disponible correspondiente al caudal desarrolla la potencia hidroeléctrica. Los costos de tales desarrollos son excesivos y no existe aún un proyecto de este tipo en operación; sin embargo, dos proyectos están en planeación actualmente:

la planta de depresión en Qattar, Egipto, y el proyecto del Mar Muerto en Israel (Mosonyi, 1988).

12.12.6 POTENCIA GEOTÉRMICA

El calor de las formaciones subterráneas rocosas es otra fuente de energía barata que se ha explotado como alternativa de generación de potencia eléctrica. La primera instalación de este tipo es el campo de vapor natural en Larderello, Italia, que ahora produce 400 MW.

Más de 50 países en la actualidad utilizan sus recursos geotérmicos, los campos de vapores de Wairakei en Nueva Zelanda y las aguas calientes de Islandia son sólo dos ejemplos. Los recursos geotérmicos más promisorios están en los márgenes de las placas tectónicas de la tierra, donde la actividad volcánica y los gradientes de temperatura tienden a ser altos y las profundidades bajas de cerca de 200 m pueden tener temperaturas altas. En América Central y Japón también hay campos de altas temperaturas. Las mayores fuentes son los géiser de California que producen entre 600 y 900 MW.

La energía geotérmica es firme, lo que es una gran ventaja, y se estima que con facilidad podría suministrar 30% de las necesidades totales de electricidad en muchos países del tercer mundo. La tecnología no es compleja y los costos de operación son bajos. En Europa (Charnock, 1980) la explotación es limitada hasta la fecha, aunque Francia adoptó una vigorosa política de desarrollo para suministrar energía geotérmica a miles de casas para la década de los noventa.

*Ejemplo 12.1*

Los caudales mensuales promedio de un río en un año seco son los siguientes:

| Mes                                     | E   | F   | M   | A   | M  | J   | J  | A  | S  | O  | N  | D   |
|---|-----|-----|-----|-----|----|-----|----|----|----|----|----|-----|
| $Q \text{ (m}^3 \text{ s}^{-1}\text{)}$ | 117 | 150 | 203 | 117 | 80 | 118 | 82 | 79 | 58 | 45 | 57 | 152 |

Se quiere diseñar una planta hidroeléctrica en el río, utilizando los siguientes datos: salto neto en el sitio de la planta = 20 m; eficiencia de la turbina 90%.

1. Representar mediante gráficas las curvas de duración del caudal y potencia y calcular la potencia firme y la secundaria disponible de esta fuente si el caudal máximo utilizable se limita a  $150 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ .
2. Si se quiere desarrollar la potencia con una tasa firme de 15 MW, ya sea mediante almacenamiento o con una planta Diesel auxiliar sin almacenamiento, determinar la capacidad mínima del embalse y de la unidad Diesel.



## Solución

| <i>Caudales en orden descendente</i><br>( $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ ) | <i>Frecuencia</i><br>(en meses) | <i>Frecuencia igualada/excedida</i><br>(%) |
|--|---------------------------------|--|
| 203  | 1                               | 8.3  |
| 152  | 2                               | 16.7                                       |
| 150  | 3                               | 25.0                                       |
| 118  | 4                               | 33.3                                       |
| 117  | 5                               |  |
| 117  | 6                               | 50.0                                       |
| 82   | 7                               | 58.3                                       |
| 80   | 8                               | 66.7                                       |
| 79   | 9                               | 75.0                                       |
| 58   | 10                              | 83.3                                       |
| 57   | 11                              | 91.7                                       |
| 45   | 12                              | 100.0                                      |

1. La curva de duración del caudal (caudal contra frecuencia igualada o excedida) se representa en la gráfica de la figura 12.23. La misma gráfica puede utilizarse como curva de duración de potencia, multiplicando las ordenadas por un factor de 0.176 ( $=\eta\rho gH/10^6$ ) para obtener la potencia en MW con  $\eta = 90\%$  y  $H = 20$  m. La potencia firme disponible (igual al área de la curva de duración de potencia bajo la línea de  $45 \text{ m}^3 \text{s}^{-1}$ ) es 7.95 MW.

La potencia secundaria que es igual al área bajo la curva de duración de la potencia (entre las líneas de 150 y  $45 \text{ m}^3 \text{s}^{-1}$ ) es de 10 MW.

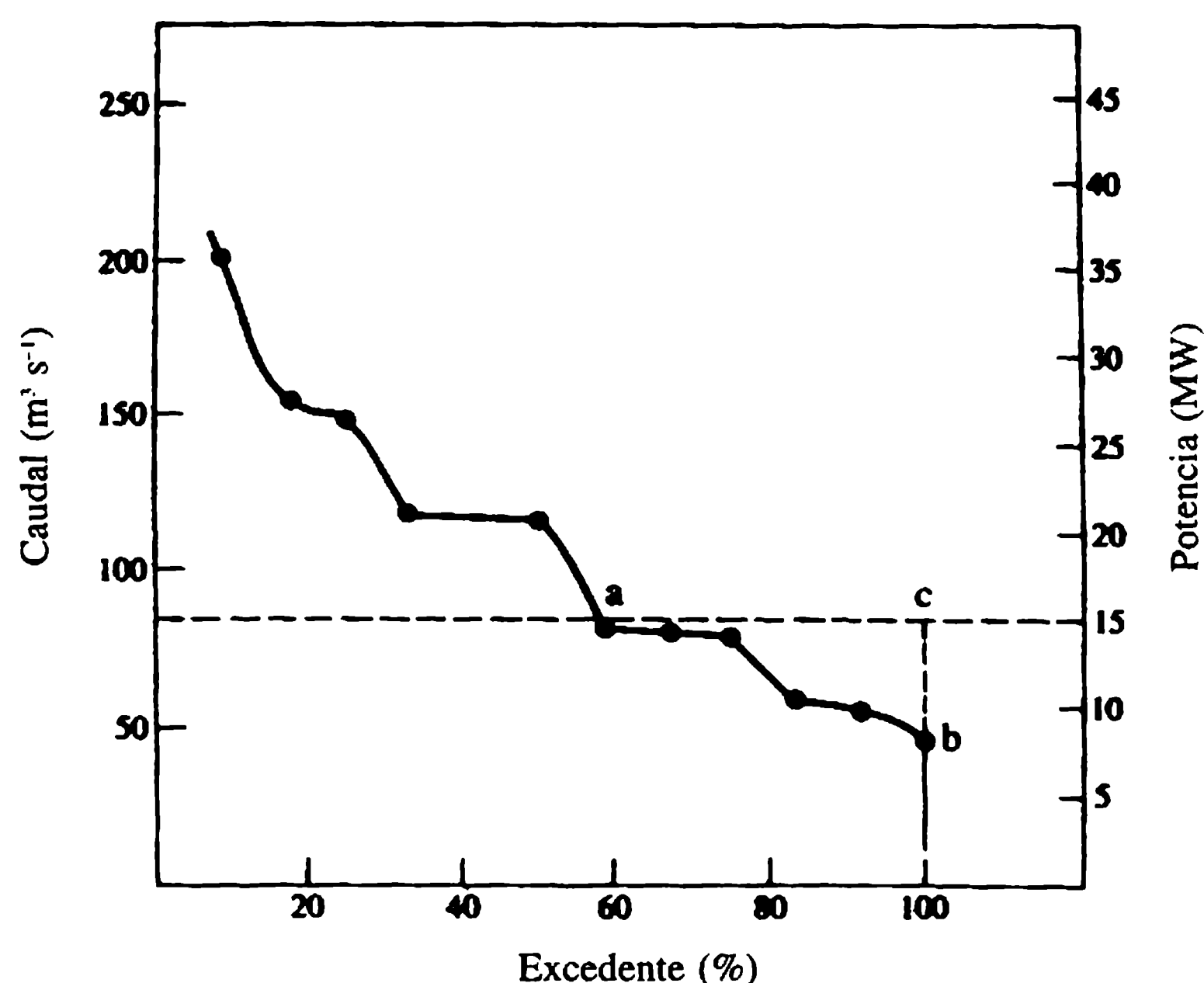


Figura 12.23 Curva de duración de caudal – potencia.



2. La potencia que se debe complementar con el almacenamiento o con la unidad auxiliar para obtener una potencia firme de 15 MW es el área abc (figura 12.23) = 17.76 MW por mes. Por tanto, el almacenamiento requerido es:

$$17.76 \times 10^6 \times 30 \times 24 \times 60 \times 60/1000 \times 9.81 \times 20 \times 0.9 = 2.6 \times 10^8 \text{ m}^3.$$

Sin almacenamiento, la potencia firme disponible es 7.95 MW. Por consiguiente, la capacidad de la unidad auxiliar es  $15 - 7.95 = 7.05$  MW.

*Ejemplo 12.2*

Los caudales mensuales de un río en el periodo del año más seco registrado se muestran a continuación:

| Mes                                  | E   | F    | M   | A    | M   | J    | J   | A    | S    | O    | N   | D    |
|--------------------------------------|-----|------|-----|------|-----|------|-----|------|------|------|-----|------|
| Caudal ( $\times 10^6 \text{ m}^3$ ) | 4.0 | 2.25 | 5.0 | 1.25 | 0.5 | 0.75 | 0.5 | 0.75 | 1.25 | 1.25 | 5.0 | 6.25 |

1. Estimar la máxima captación uniforme posible de este río y determinar la capacidad del embalse para obtener captación uniforme y el almacenamiento inicial mínimo para mantener la demanda.
2. Si el embalse tiene sólo una capacidad total de  $8 \times 10^6 \text{ m}^3$  con un almacenamiento inicial de  $4 \times 10^6 \text{ m}^3$ , determinar (a) la máxima captación uniforme posible y (b) el vertimiento.

**Solución**

A partir de la gráfica de la curva de masa entre los caudales acumulados y los meses en la figura 12.24 se obtienen los siguientes elementos.

1. La captación uniforme es el gradiente de la línea OA:

$$\begin{aligned} &= 28.75 \times 10^6/12 \times 30 \times 24 \times 60 \times 60 \\ &= 0.924 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}. \end{aligned}$$

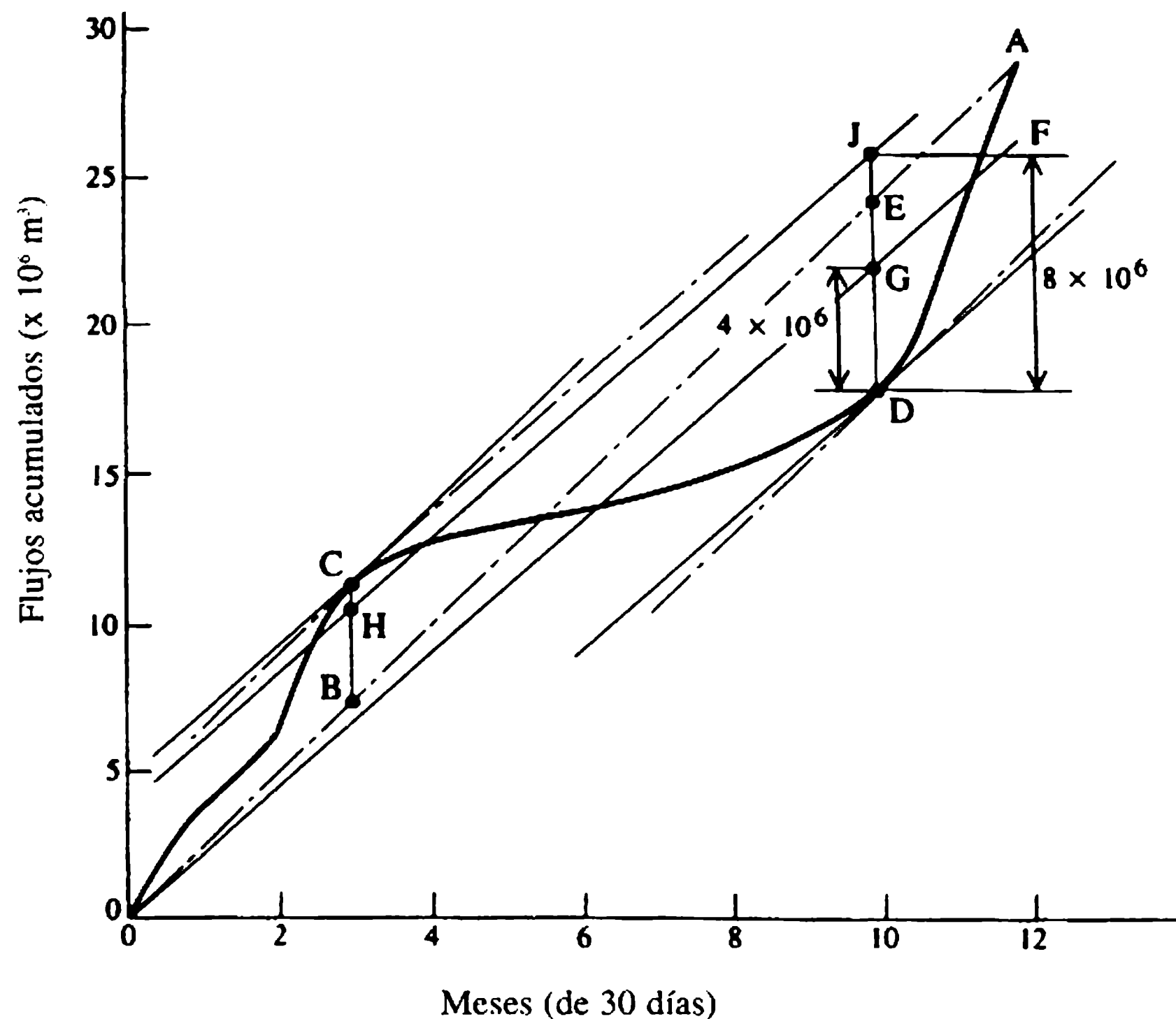
La capacidad del embalse = BC + DE =  $10.5 \times 10^6 \text{ m}^3$ .

El almacenamiento inicial = DE =  $6.5 \times 10^6 \text{ m}^3$ .

2. (a) La nueva demanda con almacenamiento inicial de  $4 \times 10^6 \text{ m}^3$  (DG) (figura 12.24) es el gradiente de la nueva línea de demanda (OF).

$$= 25.75 \times 10^6/12 \times 30 \times 24 \times 60 \times 60 = 0.827 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

(b) El vertimiento = HC =  $1 \times 10^6 \text{ m}^3$ .



**Figura 12.24** Curva de masa.

### Ejemplo 12.3

El caudal mensual de un río que abastece de agua a una planta de energía en 14 periodos sucesivos de 4 semanas del año más seco es el siguiente:

| Periodo<br>(4 semanas)                | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    | 9   | 10   | 11   | 12   | 13   | 14   |
|---------------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|------|------|------|------|------|
| Caudal ( $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ ) | 1.14 | 0.58 | 0.68 | 0.78 | 0.94 | 1.16 | 0.56 | 0.56 | 0.5 | 0.67 | 1.36 | 1.65 | 1.49 | 0.83 |

1. Calcular el volumen de almacenamiento del embalse para mantener la producción uniforme más alta a través del año y calcular la potencia continua si el salto disponible es de 40 m.
2. Si se puede instalar un embalse de sólo la mitad de la capacidad requerida ¿qué potencia debe suministrar una planta auxiliar para producir la potencia continua de 1?
3. ¿Cuántas turbinas y qué tipo de unidades y con cuáles velocidades específicas se podrían instalar para desarrollar la potencia en 1?

### Solución

Para representar gráficamente la curva de masas es necesario calcular los volúmenes acumulados de flujo:

| Periodo<br>(semanas) | Caudal<br>( $m^3 s^{-1}$ ) | $\Sigma$ Caudales<br>( $m^3 s^{-1}$ ) | $\Sigma$ Volúmenes<br>( $\times 10^6 m^3$ ) | $\Sigma$ Efluentes<br>( $\times 10^6 m^3$ ) | $\Sigma$ Volúmenes<br>balanceados ( $\times 10^6 m^3$ ) |
|----------------------|----------------------------|---------------------------------------|---|---|---|
|                      | 1.14                       | 1.14                                  | 2.76  | 2.23  | +0.53   |
|                      | 0.58                       | 1.72                                  | 4.16  | 4.46  | -0.30   |
|                      | 0.68                       | 2.40                                  | 5.80  | 6.69  | -0.89   |
|                      | 0.78                       | 3.18                                  | 7.69  | 8.92  | -1.23   |
|                      | 0.94                       | 4.12                                  | 9.97  | 11.15                                       | -1.18   |
|                      | 1.16                       | 5.28                                  | 12.77                                       | 13.38                                       | -0.61   |
|                      | 0.56                       | 5.84                                  | 14.13                                       | 15.61                                       | -1.48   |
|                      | 0.56                       | 6.40                                  | 15.48                                       | 17.84                                       | -2.36   |
|                      | 0.50                       | 6.90                                  | 16.69                                       | 20.07                                       | -3.38   |
|                      | 0.67                       | 7.57                                  | 18.31                                       | 22.30                                       | -3.99   |
|                      | 1.36                       | 8.93                                  | 21.60                                       | 24.53                                       | -2.93   |
|                      | 1.65                       | 10.58                                 | 25.60                                       | 26.76                                       | -1.16   |
|                      | 1.49                       | 12.07                                 | 29.20                                       | 28.99                                       | +0.21   |
|                      | 0.83                       | 12.90                                 | 31.21                                       | 31.21                                       | 0   |

1. La tasa de captación uniforme:

$$= 31.21 \times 10^6 / 14 \times 28 \times 24 \times 60 \times 60$$

$$= 0.92 m^3 s^{-1}$$

$$= 2.23 \times 10^6 m^3 \text{ por periodo de 4 semanas}$$

Se puede mejorar la precisión en los cálculos de la capacidad del embalse requeriendo representando gráficamente la curva de masas acumuladas netas [figura 12.25 (b)], que da la capacidad,  $4.52 \times 10^6 m^3$ . La producción continua de potencia  $= \eta \rho g Q H = 332 \text{ kW}$ , suponiendo una turbina de tipo Francis (bajo salto, caudales pequeños y eficiencia alrededor de 92%).

2. La capacidad del embalse  $= 0.5 \times 4.52 \times 10^6 = 2.26 \times 10^6 m^3$ . La línea de demanda reducida con este almacenamiento es la línea OB en la figura 12.25(a), que da una caída de  $2.5 \times 10^6 m^3$  en 14 periodos de 4 semanas. Por tanto, la caída en potencia:

$$= 0.92 \times 1000 \times 9.81 \times 2.5 \times 10^6 \times 40 / 14 \times 4 \times 7 \times 24 \times 60 \times 60 \times 10^3$$

$$= 26.6 \text{ kW.}$$

De ahí que se deba suministrar 26.6 kW mediante una planta auxiliar.

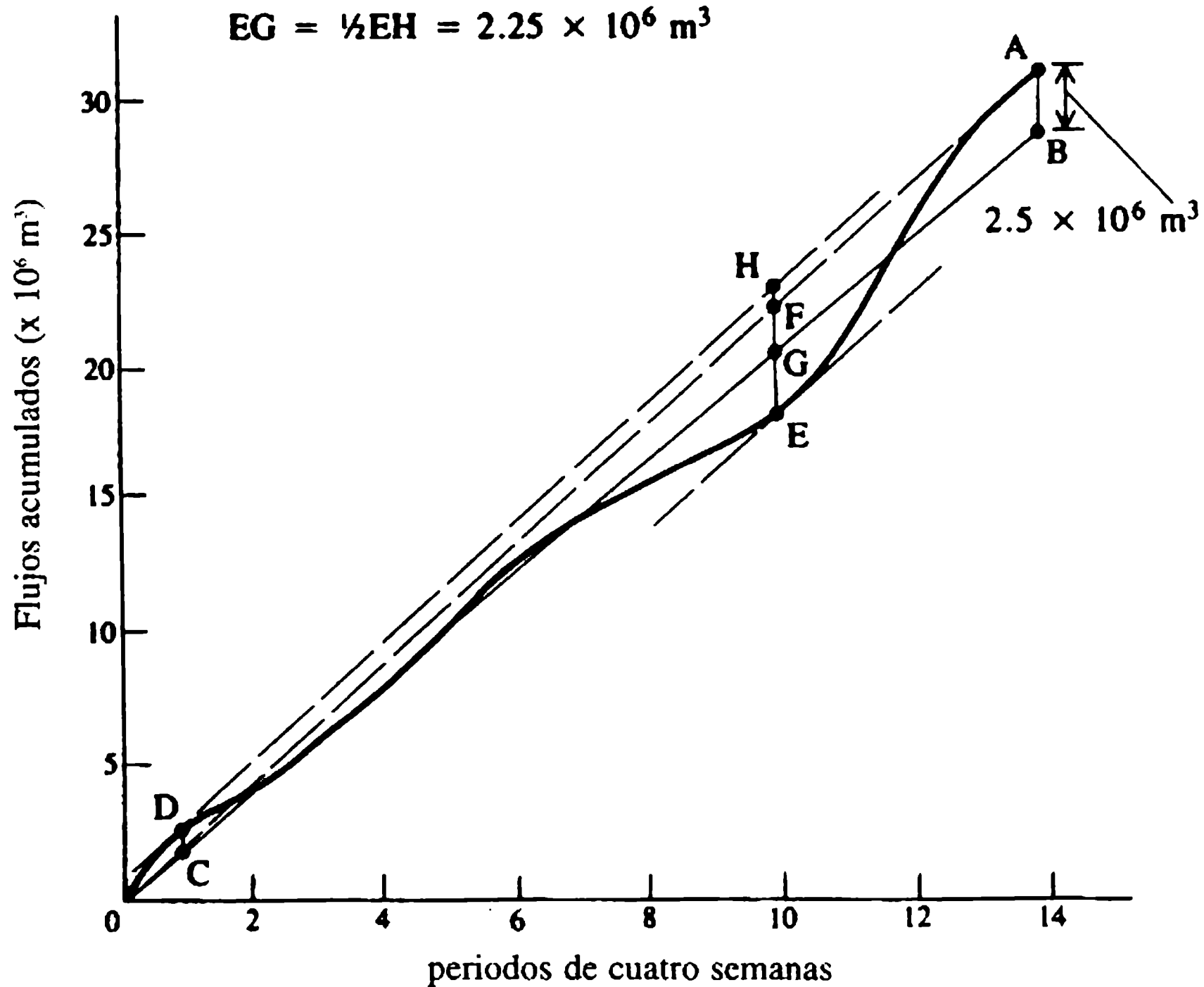
3. Para una producción constante, de saltos bajos y pequeños caudales es apropiada una turbina de tipo Francis. Dado que la producción de potencia es bastante pequeña y uniforme es normal que una sola máquina lo pueda hacer. Sin embargo, se deben instalar un mínimo de dos unidades para tener en cuenta daños y mantenimiento. Las siguientes opciones existen:

(a) diseñar y operar dos unidades que compartan la producción de potencia de manera equitativa (una producción de potencia demasiado pequeña por máquina y, en consecuencia, ineficiente);

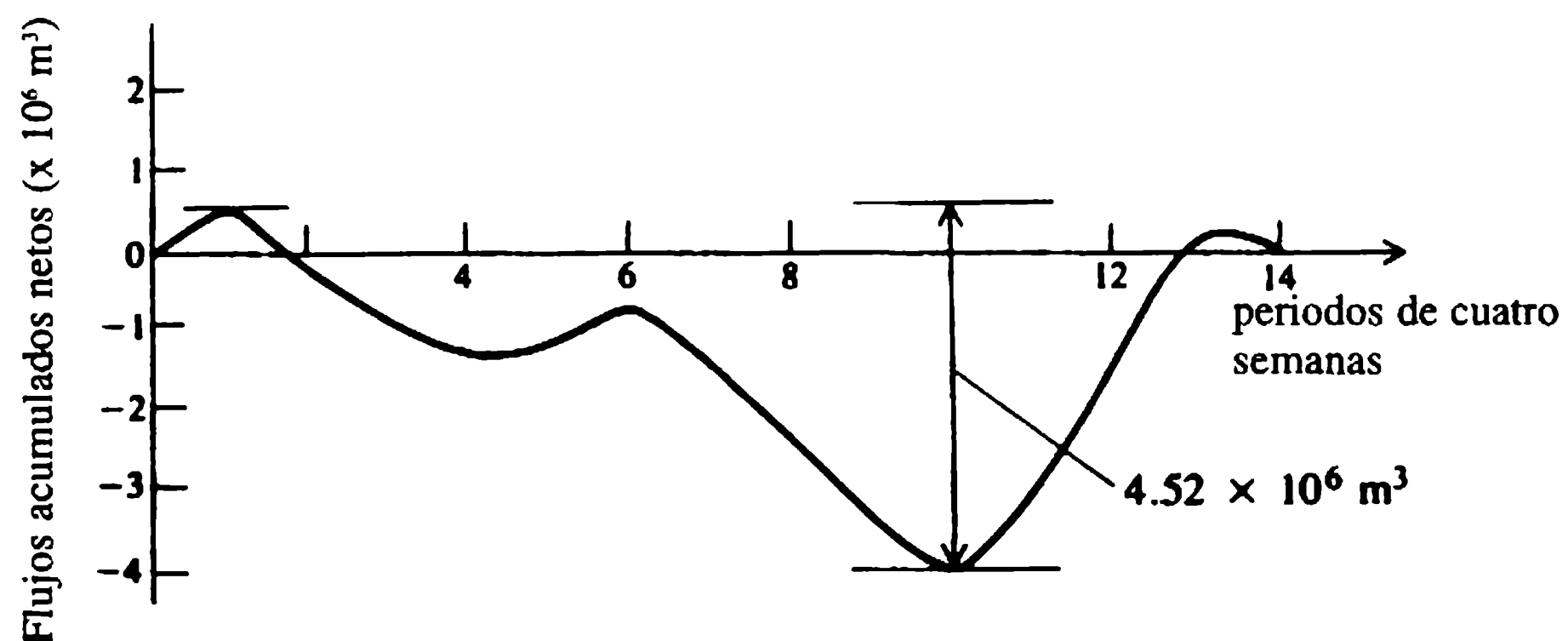
## (a) Curva de masa acumulativa

$$EH = EF + CD = \text{capacidad del embalse} = 4.5 \times 10^6 \text{ m}^3$$

$$EG = \frac{1}{2}EH = 2.25 \times 10^6 \text{ m}^3$$



## (b) Curva de masa no acumulativa



**Figura 12.25** Curvas de masa.

- (b) diseñar sólo una unidad y la segunda, de tamaño similar, instalada como una unidad auxiliar (no económico);
- (c) teniendo en cuenta lo anterior, es conveniente diseñar y operar sólo una unidad y proporcionar una Diesel como unidad auxiliar.

La velocidad específica,

$$N_s = NP^{1/2}/H^{5/4}.$$

Adoptando  $\phi = 0.7$  (tabla 12.1) y un rotor de diámetro  $D = 4.43 (Q/N)^{1/3}$  se puede obtener la velocidad de operación de  $N = 810 \text{ rev min}^{-1}$ . Seleccionando la velocidad síncrona más cercana de  $750 \text{ rev min}^{-1}$  (página 434),

$$D = 4.43(0.92/750)^{1/3} = 475 \text{ mm}$$

y la velocidad específica:

$$N_s = 750 \times 332^{1/2}/40^{5/4} = 136.$$

### Ejemplo 12.4

En un proyecto de una central con almacenamiento por bombeo, se envía agua desde un embalse superior a través de un túnel de baja presión y cuatro tubos de carga de alta presión a cuatro unidades de bomba y turbina. La elevación del nivel de agua del embalse de represamiento es 500 m PED, y la elevación del agua del embalse aguas abajo es 200 m PED. El almacenamiento máximo del embalse que puede utilizarse de continuo durante un periodo de 48 h es  $15 \times 10^6 \text{ m}^3$ .

El túnel de baja presión se construye así: longitud = 4 km; diámetro = 8 m; factor de fricción,  $\lambda = 0.028$ .

Los tubos de carga de alta presión (4) tienen las siguientes características: longitud de cada tubo de carga = 500 m; diámetro = 2 m; factor de fricción,  $\lambda = 0.016$ ; eficiencia de generación de la turbina = 90%; eficiencia del generador (16 polos, 50 Hz) = 90%, eficiencia de bombeo de la turbina = 80%; presión barométrica = 10.3 m de agua; coeficientes de cavitación de Thoma,  $\sigma = 0.043 (N_s/100)^2$ .

1. Determinar la máxima producción de energía de la instalación.
2. Estimar la velocidad específica y especificar el tipo de turbina.
3. Determinar el ajuste seguro de la turbina con relación al nivel del agua del embalse aguas abajo.
4. Si una almenara simple de 6 m de diámetro se instala en el extremo del túnel de baja presión, estimar:
  - (a) la máxima oleada en ascenso y hacia abajo en la almenara para un rechazo repentino de una unidad, y
  - (b) la máxima oleada en descenso para una demanda repentina de una unidad.

### Solución

El caudal disponible =  $15 \times 10^6/48 \times 60 \times 60 = 86.8 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . La potencia generada se calcula de la siguiente manera:

$$\text{velocidad en el túnel} = 86.8/(\pi/4)8 \times 8 = 1.73 \text{ m s}^{-1}.$$

Por tanto,

$$\text{pérdida de cabeza en el túnel} = \lambda L V^2/2gD = 2.13 \text{ m},$$

$$\text{caudal por tubo de carga} = 86.8/4 = 21.7 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1},$$

$$\text{velocidad en el tubo de carga} = 21.7/((\pi/4)2 \times 2) = 6.91 \text{ m s}^{-1}.$$

Por consiguiente,

$$\text{pérdida de cabeza en el tubo de carga} = \lambda L V^2 / 2gD = 9.73 \text{ m},$$

$$\text{salto bruto en la turbina} = 500 - 200 = 300 \text{ m},$$

y también:

$$\text{salto neto} = 300 - 2.13 - 9.73 = 288.14 \text{ m},$$

$$\text{generación/turbina} = \eta \rho g Q H / 10^6 = 55 \text{ MW},$$

$$\text{generación total} = 4 \times 55 = 220 \text{ MW}.$$

La producción neta de los generadores es  $0.9 \times 220 = 198 \text{ MW}$ . La velocidad del generador,  $N = 120f/p = 375 \text{ rev min}^{-1}$  (velocidad síncrona aceptable). Por tanto, la velocidad específica,  $N_s = NP^{1/2}/H^{5/4} = 76$ . Una turbina de tipo Francis es apropiada (eficiencia, velocidad específica y salto coinciden para este tipo). El ajuste de la turbina:

$$Y_s = B - \sigma H,$$

$$\sigma = 0.043 \times (76/100)^2 = 0.0248,$$

y en consecuencia,

$$Y_s = 10.3 - 0.0248 \times 288 = 3.16 \text{ m} \quad \text{o} \quad 203.16 \text{ m PED}$$

La elevación del distribuidor:

$$Y_t = Y_s + 0.025 D N_s^{0.34}.$$

El diámetro aproximado del rotor:

$$D = 4.43(Q/N)^{1/3} = 1.72 \text{ m}.$$

Por tanto:

$$Y_t = 3.16 + 0.187 = 3.347 \text{ m} \quad \text{o} \quad 203.35 \text{ m PED}$$

Los cálculos de la almenara son los siguientes:

$$\text{área de la almenara, } A_s = 28.27 \text{ m}^2;$$

$$\text{área del túnel, } A_t = 50.26 \text{ m}^2;$$

$$\text{longitud de túnel, } L_t = 4000 \text{ m}.$$



Así:

$$r = (gA_t/L_t A_s)^{1/2} = 0.066.$$

Para una unidad de rechazo o demanda,  $Q_0 = 21.7 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  y  $P_0 = 2.13 \text{ m}$ . Por ello:

$$Z_{\text{máx}} = Q_0/A_s r = 11.63 \text{ m}$$

y

$$K_0^* = P_0/Z_{\text{máx}} = 0.183.$$

Después de un rechazo repentino, la máxima oleada en ascenso [ecuación (12.32)],  $Z_{\text{máx}}^* = 0.88$ .

Por tanto

$$Z_{\text{máx}} = 0.88 \times 11.63 = 10.23 \text{ m}.$$

La máxima oleada en descenso [ecuación (12.33)],  $Z_{\text{mín}}^* = -0.7$ . Por tanto:

$$Z_{\text{mín}} = -0.7 \times 11.63 = -8.14 \text{ m}.$$

Después de una demanda repentina [ecuación (12.34)],  $Z_{\text{mín}}^* = -1.023$ . Por consiguiente:

$$Z_{\text{mín}} = -1.023 \times 11.63 = -11.9 \text{ m}.$$

---

### *Ejemplo 12.5*

En un proyecto de central con almacenamiento por bombeo, se suministra agua a una turbina simple a través de un tubo de carga de 200 m de longitud y 2 m de diámetro. La central de máquinas utiliza dos bombas centrífugas para bombear agua de vuelta al embalse superior, utilizando el mismo tubo de carga. La información básica es la siguiente. Bombas (2), capacidad nominal = 6 MW cada una, eficiencia de la bomba = 87%, eficiencia del motor de la bomba = 85%, turbina (1), capacidad instalada = 25 MW, eficiencia de la turbina = 91%, eficiencia del generador = 89%; tubo de carga, longitud = 200 m, diámetro = 2 m, número de Manning  $n = 0.015$ , salto bruto por encima del nivel del cauce aguas abajo = 115 m.

Determinar:

1. el máximo caudal por bomba;
2. el máximo caudal de la turbina, y
3. la eficiencia global del sistema si toda el agua utilizada por la turbina se bombea de vuelta al embalse superior.

**Solución***Caudal de la bomba*

La generación de potencia de las bombas es:

$$= \rho g Q (115 + h_f) / 1000 \text{ kW}$$

donde  $h_f$  son las pérdidas del sistema. Ignorando las pérdidas menores, la ecuación de Manning arroja:

$$h_f = Q^2 n^2 L / A^2 R^{4/3} = 0.0115 Q^2.$$

por tanto:

$$2 \times 6000 \times 0.87 = 9.81 Q (115 + 0.0115 Q^2)$$

lo que da  $Q \approx 9.2 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . Por tanto, el caudal por bomba  $= 9.2/2 = 4.6 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . La entrada al motor  $= 2 \times 6/0.85 = 14.12 \text{ MW}$ . La operación de una hora de la bomba (por ejemplo una entrada de 14.12 MW h unidades) almacena  $9.2 \times 60 \times 60 = 3.31 \times 10^4 \text{ m}^3$  de agua.

*Operación de la turbina*

La entrada a la turbina es:

$$= \eta \rho g Q (115 - h_f) / 1000 \text{ kW}.$$

Por tanto:

$$25\,000 = 0.91 \times 9.81 Q (115 - 0.0115 Q^2)$$

lo que da  $Q \approx 26.1 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . La producción del generador  $= 25 \times 0.89 = 22.25 \text{ MW}$ . Por consiguiente, la duración máxima de la operación de la turbina desde  $3.31 \times 10^4 \text{ m}^3$  de agua almacenada es  $3.31 \times 10^4 / 26.1 \times 60 \times 60 = 0.352 \text{ h}$ . Por tanto, el total de unidades generadas (es decir, la salida)  $= 22.25 \times 0.352 = 7.84 \text{ MW h}$ , y la eficiencia global del sistema es  $7.84/14.12 \approx 55.5\%$

*Ejemplo 12.6*

Los siguientes datos se refieren a una central hidroeléctrica propuesta: turbinas, potencia total a producir  $= 30 \text{ MW}$ , velocidad normal de operación  $= 150 \text{ rev min}^{-1}$ , salto neto disponible  $= 16 \text{ m}$ ; tubo de aspiración, energía cinética máxima a la salida del tubo de aspiración  $= 1.5\%$  de  $H$ , eficiencia del tubo de aspiración  $= 85\%$ , presión del vapor  $\leq 3 \text{ m}$  de agua, presión atmosférica  $= 10.3 \text{ m}$  de agua.

1. ¿Qué tamaño, tipo y número de unidades se seleccionarían para la planta propuesta?
2. A partir de los principios fundamentales, determinar el ajuste de la turbina con relación al nivel del agua del cauce aguas abajo.

### Solución

Para un salto bajo, una planta de alto caudal, las unidades de tipo Kaplan son apropiadas. Suponiendo una velocidad específica, de 500, la potencia por máquina es:

$$= (N_s H^{5/4} / N)^2 = 11\,377 \text{ kW}.$$

Por tanto, el número de unidades es  $30\,000 / 11\,377 = 2.64$ . Por consiguiente, se deben seleccionar tres unidades, cada una con una capacidad instalada de 10 MW. Nótese que el número de unidades depende de otros factores como la variabilidad de la demanda de potencia, las obras de parada y mantenimiento, la disponibilidad de una red nacional de distribución de potencia en caso de emergencias, etcétera.

La velocidad específica:

$$N_s = 150 \times \sqrt{10\,000 / 16^{5/4}} = 468.$$

El caudal por unidad es  $10\,000 / 0.94 \times 9.81 \times 16$  (suponiendo una eficiencia de 94% – tabla 12.1)  $= 67.75 \text{ m s}^{-1}$ . Así, el diámetro del rotor,  $D = 4.57(Q/N)^{1/3} = 3.50 \text{ m}$ , y la velocidad a la entrada (es decir, la velocidad a la salida del rotor) es  $67.75 / (\pi/4) \times 3.5 \times 3.5 = 7.04 \text{ m s}^{-1}$ ; de ahí que la cabeza de velocidad a la entrada es 2.53 m. La cabeza de velocidad a la salida es  $1.5 \times 16 / 100 = 0.24 \text{ m}$ .

Si se aplica la ecuación de Bernoulli entre la entrada del tubo de aspiración y el nivel del cauce aguas abajo (figura 12.16):

$$Y_s = p_a / \rho g - p_v / \rho g - (V_1^2 / 2g - V_2^2 / 2g - h_{fd})$$

$$= 10.3 - 3.0 - 0.85(2.53 - 0.24) = 5.35 \text{ m por encima del nivel del cauce aguas abajo.}$$

A partir de las condiciones límites para cavitación de Thoma,

$$Y_s = B - \sigma H,$$

$$\sigma = 0.58 \quad (\text{de acuerdo con la tabla 12.4}),$$

lo que da  $Y_s = 1.02 \text{ m}$  por encima del nivel del cauce aguas abajo. En ausencia de datos adicionales, se puede adoptar el criterio de Thoma.

### Ejemplo 12.7

Una central a filo de agua utiliza un salto medio de 10 m y genera alrededor de 30 MW. El factor de carga de la instalación es 40%.

1. Determinar el número, tipo y velocidad específica de las turbinas.
2. Diseñar la carcasa en caracol para una de esas unidades.

### Solución

1. Para saltos bajos y grandes caudales se sugiere el uso de unidades de tipo Kaplan. Además, estas unidades pueden cubrir la demanda variable muy eficientemente.

La generación promedio de la planta es  $30 \times 0.4 = 12$  MW. Las unidades se diseñarán para producir esta potencia con mayor eficiencia y cualquier variación en la demanda será cubierta por unidades adicionales. Existen varias alternativas: una unidad de 12 MW y tres unidades de 6 MW cada una, cinco unidades de 6 MW cada una, tres unidades de 10 MW cada una, o dos unidades de 15 MW cada una, ya que es mejor tener pocas unidades grandes que muchas unidades más pequeñas, siempre y cuando las unidades puedan operar eficientemente en condiciones de carga variable. Detalles adicionales sobre la naturaleza de la variabilidad de demanda darán mejores respuestas.

2. Como ejemplo, se diseña la carcasa en caracol para una unidad de 6 MW. Suponiendo una velocidad específica de 800; la velocidad operacional de la unidad:

$$N = N_s H^{5/4} / \sqrt{6000} = 183 \text{ rev min}^{-1}.$$

Se debe adoptar una velocidad síncrona de  $150 \text{ rev min}^{-1}$ , puesto que menores velocidades específicas son convenientes para minimizar problemas de cavitación, lo cual da una velocidad específica,  $N_s = 653$ . El caudal  $Q$  por unidad es  $6000/0.9 \times 9.81 \times 10 = 68 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . Nótese que se utiliza una eficiencia de 90%, que corresponde a velocidades específicas altas. Por tanto, el diámetro del rotor,  $D = 4.57(68/150)^{1/3} = 3.50 \text{ m}$ .

Si se adopta una velocidad de entrada máxima de  $1.7 \text{ m s}^{-1}$  (Davis y Sorensen, 1969), el área de entrada de la entrada de la canaleta al espiral es  $68/1.7 = 40 \text{ m}^2$ . Si se supone una altura de 5 m, el ancho a la entrada de la canaleta es  $40/5 = 8 \text{ m}$ .

### *Diseño de la carcasa en caracol*

Se adopta un caracol de concreto con una sección en contracción. La ecuación (12.19) da valores de  $R$  en función de la posición del ángulo  $\theta$  de la espiral (figura 12.13). La intensidad del vórtice:

$$K = 30\eta g H / \pi N = 5.61 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}.$$

El diámetro exterior del ensamblaje del álabe guía ( $= 2r_0$ )  $= 1.5D = 5.25\text{M}$ . Por tanto,  $r_0 = 5.25/2 = 2.625 \text{ m}$ . La altura de la sección de entrada en el ensamblaje del álabe guía,  $h_0 = 0.4D = 1.40 \text{ m}$ .  $\alpha = 7.47$  con  $\beta_1 = \beta_2 = 15^\circ$ . Para el ángulo de la nariz, debido a los caudales grandes y saltos bajos es apropiado una espiral parcial. Si se adopta una espiral de  $240^\circ$ , las alturas  $H_0$  [figura 12.13(b)] pueden calcularse para valores diferentes de  $\theta$ .

Si se supone una altura máxima de la espiral de 5 m (para ajustarse a la altura de entrada adoptada) y una variación lineal entre  $h_0$  y  $H_{0\text{máx}}$ , es decir entre 1.4 m y 5 m, la siguiente tabla arroja los valores de  $H_0(\theta)$ :

| $\theta^\circ$ a partir de la nariz | 0    | 30   | 60   | 90   | 120  | 180  | 240  |
|-------------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| $H_0$ (m)                           | 1.40 | 1.85 | 2.30 | 2.75 | 3.20 | 4.10 | 5.00 |

Sabiendo que  $r_1 = (H_0 - h_0)/\alpha + r_0$ , la ecuación (12.19) da el radio de la espiral para un ángulo  $\theta$ , y los resultados se tabulan a continuación:

|           | $\theta^\circ$ a partir de la nariz |      |      |      |      |       |       |
|-----------|-------------------------------------|------|------|------|------|-------|-------|
|           | 0                                   | 30   | 60   | 90   | 120  | 180   | 240   |
| $H_0$ (m) | 1.40                                | 1.85 | 2.30 | 2.75 | 3.20 | 4.10  | 5.00  |
| $r_1$ (m) | 2.62                                | 2.68 | 2.71 | 2.81 | 2.87 | 2.99  | 3.10  |
| $R$ (m)   | 2.62                                | 4.57 | 6.55 | 8.25 | 9.75 | 12.52 | 14.52 |

El ancho máximo de la espiral es  $R_{60} + R_{240} = 6.55 + 14.52 = 21.07$  m. Los anchos prácticos están dentro del rango  $(2.7-3)D$ , adoptándose entonces un ancho máximo de  $2.7D = 9.45$ m. Por tanto, el radio máximo reducido  $R'_{240}$  se obtiene como:

$$R'_{240} = 9.45 \times 14.52 / 21.07 = 6.52 \text{ m.}$$

Dicha reducción incrementa la vorticidad del flujo que se puede obtener mediante la ecuación (12.19). De manera que la nueva intensidad del vórtice,  $K' = 10.55 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ . Al utilizar el nuevo valor  $K'$ , los radios de la espiral para todos los ángulos pueden volver a calcularse, como se muestra en la siguiente tabla:

|                                     |      |      |      |      |      |      |      |
|-------------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| $\theta^\circ$ a partir de la nariz | 0    | 30   | 60   | 90   | 120  | 180  | 240  |
| $R$ (m)                             | 2.62 | 3.53 | 4.18 | 4.82 | 5.22 | 6.02 | 6.52 |

El ancho máximo de la carcasa en caracol es ahora  $4.18 + 6.52 = 10.70$  m.

*Nivel del tubo de aspiración*

Si se utiliza el criterio de Thoma:

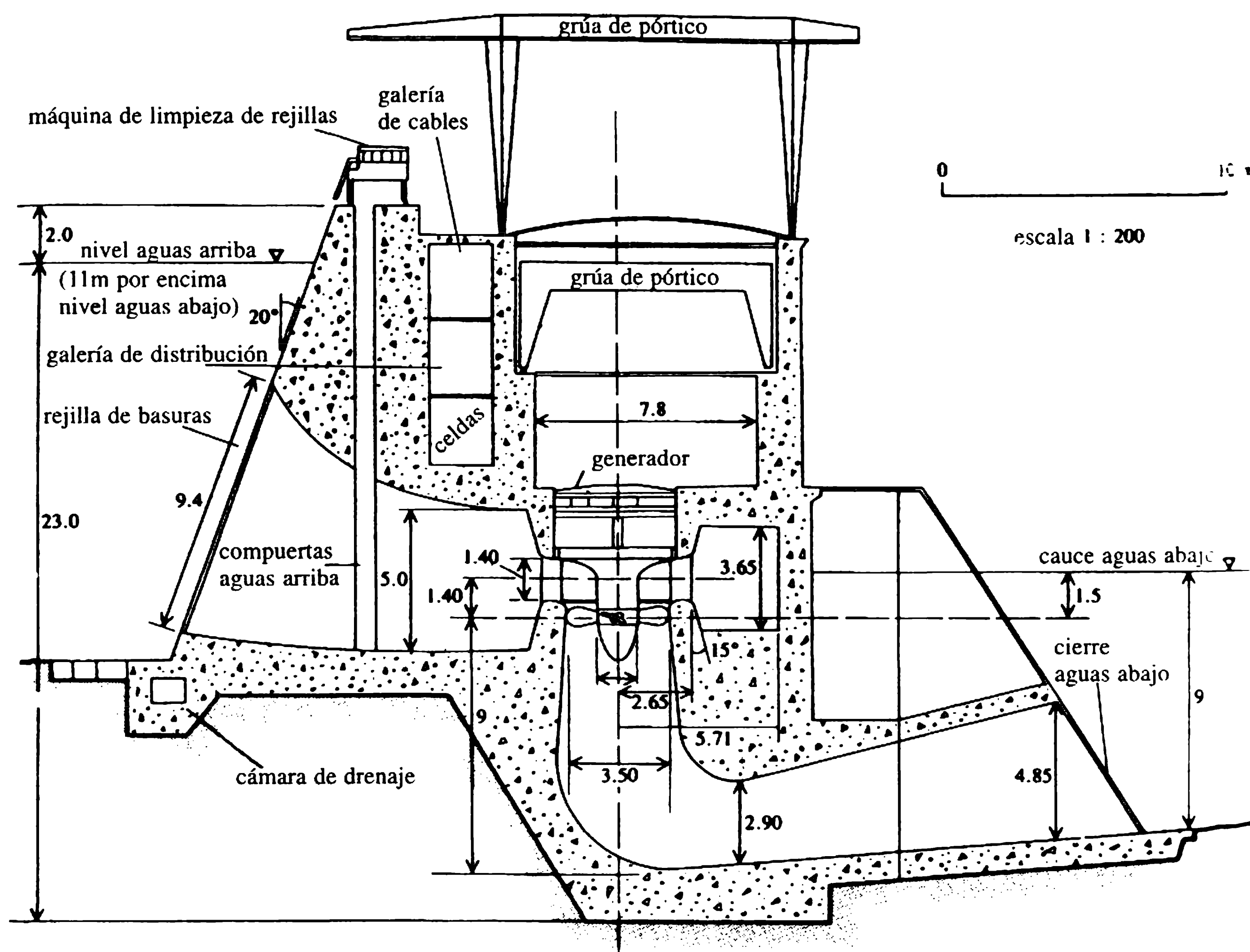
$$Y_s = B - \sigma H.$$

y el valor  $\sigma_c = 1.15$

$$\begin{aligned} Y_s &= 10 - 1.15 \\ &= -1.5 \text{ m por debajo del nivel del cauce aguas abajo} \end{aligned}$$

es decir, la unidad es sumergida.

Otros detalles de las secciones de la unidad se muestran en la figura 12.26.



**Figura 12.26** Sección de una estación de potencia; dimensiones en metros.

- Allen, J. and Bird, R.A. (1977) *The Prospects for the Generation of Electricity from Wind Energy in the UK*, Department of Energy, HMSO, London.
- Charnock, A. (1980) Watt options? *New Civil Engineer*, (December 4), 18-28.
- Davis, C.V. and Sorensen, K.E. (eds) (1969) *Handbook of Applied Hydraulics*, McGraw-Hill, New York.
- Department of Energy (1977a) *Tidal Power Barrages in the Severn Estuary*, Paper 23, HMSO, London.
- Department of Energy (1977b) *Severn Barrage Seminar*, HMSO, London.
- Department of Energy (1979) *Wave Energy-a Review Paper*, Paper 42, HMSO, London.
- Doland, J.J. (1957) *Hydropower Engineering*, Ronald, New York.
- Escande, L., Dat, J. and Nalluri, C. (1962) *Stabilité de Cheminée d'Equilibre Placée sur Canal de Fuite*. Académie des Sciences, Paris.
- Fahlbusch, F. (1982) Power tunnels and penstocks-economics re-examined. *Water Power & Dam Construction*, 34 (June), 13-15.
- Fullalove, S. (1984) Wookey basks in its own light. *New Civil Engineer*, (January 26), 16-17.

## Referencias



- Jaeger, C. (1957) *Engineering Fluid Mechanics*, Blackie, London.
- Linsley, R.K. and Franzini, J.B. (1979) *Water Resources Engineering*, 3rd edn, McGraw-Hill, New York.
- Monition, L., Le Nir, M. and Roux, J. (1984) *Micro Hydropower Stations*, Wiley, Chichester.
- Mosonyi, E. (1959) *Water Power Development*, Vols I and II, Hungarian Academy of Sciences, Budapest.
- Mosonyi, E. (1988) Water power developments (low head plants), in *Developments in Hydraulic Engineering*, Vol. 5 (ed. P. Novak), Elsevier Applied Science, London.
- Nechleba, M. (1957) *Hydraulic Turbines*, Artia, Prague.
- Novak, P. (1983) *Waterhammer and Surge Tanks*, 3rd revised edn, International institute for Hydraulic and Environmental Engineering, Delft.
- NSHB (1978) *Power from the Glens*, North of Scotland Hydroelectric Board (now Scottish Hydroelectric), Perth.
- Raabe, J. (1985) *Hydro Power*, VDI, Düsseldorf.
- Shaw, E.M. (1994) *Hydrology in Practice*, 3rd edn, Chapman & Hall, London.
- Simeons, C. (1980) *Hydropower*, Pergamon, Oxford.
- Taylor, R.H. (1983) *Alternative Energy Sources*, Adam Hilger, Bristol.
- Twort, A.C., Law, F.M. and Crowley, F.W. (1984) *Water Supply*, 3rd edn, Edward Arnold, London.
- UN (1981) Conference on New and Renewable Sources of Energy, in *World Water* (November), 31-54.
- Wilson, E.M. and Balls, M. (1987) Tidal power generation, in *Developments in Hydraulic Engineering*, Vol. 4 (ed. P. Novak), Elsevier Applied Science, London.

# Estaciones de bombeo 13

Cuando no se puedan construir los más económicos sistemas por gravedad, se deben instalar equipos de bombeo para el abastecimiento de agua. La mayoría de las grandes estaciones de bombeo abstraen agua de las fuentes superficiales tales como ríos, canales, lagos, etc., mientras que la abstracción de aguas subterráneas por lo general se hace mediante unidades de bombeo más pequeñas (casi siempre sumergidas). Algunas veces se debe instalar equipo para bombear agua superficial (instalaciones de drenajes de baja elevación) detrás de un dique (por ejemplo, un encerramiento con ataguías) o de un cárcamo poco profundo. Las bombas de drenaje de alta elevación algunas veces pueden ordenarse en un patrón de malla que cubra una gran área que necesite drenarse (por ejemplo, para disminuir el nivel freático). Se pueden necesitar instalaciones para bombear flujos de alcantarillados de aguas residuales o de aguas lluvias desde redes con elevaciones bajas a plantas de rejillas o de tratamiento con elevación alta. Bombas elevadoras pueden necesitarse en redes de suministro de agua para elevar las cabezas de presión. Unidades de bombas y turbinas reversibles se utilizan en esquemas hidroeléctricos de almacenamiento con bombeo. En todos estos casos, diferentes tipos de bombas con cárcamos y bocatomas apropiados en el punto de abstracción se utilizan para transferir el líquido desde niveles bajos a altos.

## 13.1 Introducción

### 13.2.1 GENERALIDADES

Las bombas son máquinas hidráulicas que convierten la energía mecánica (impartida por rotación) en energía hidráulica utilizada para elevar (bombear) aguas o aguas residuales a niveles más altos. La energía mecánica se suministra mediante potencia eléctrica (motor) o motores de Diesel, gas o de vapor que utilizan ejes ya sean verticales u horizontales.

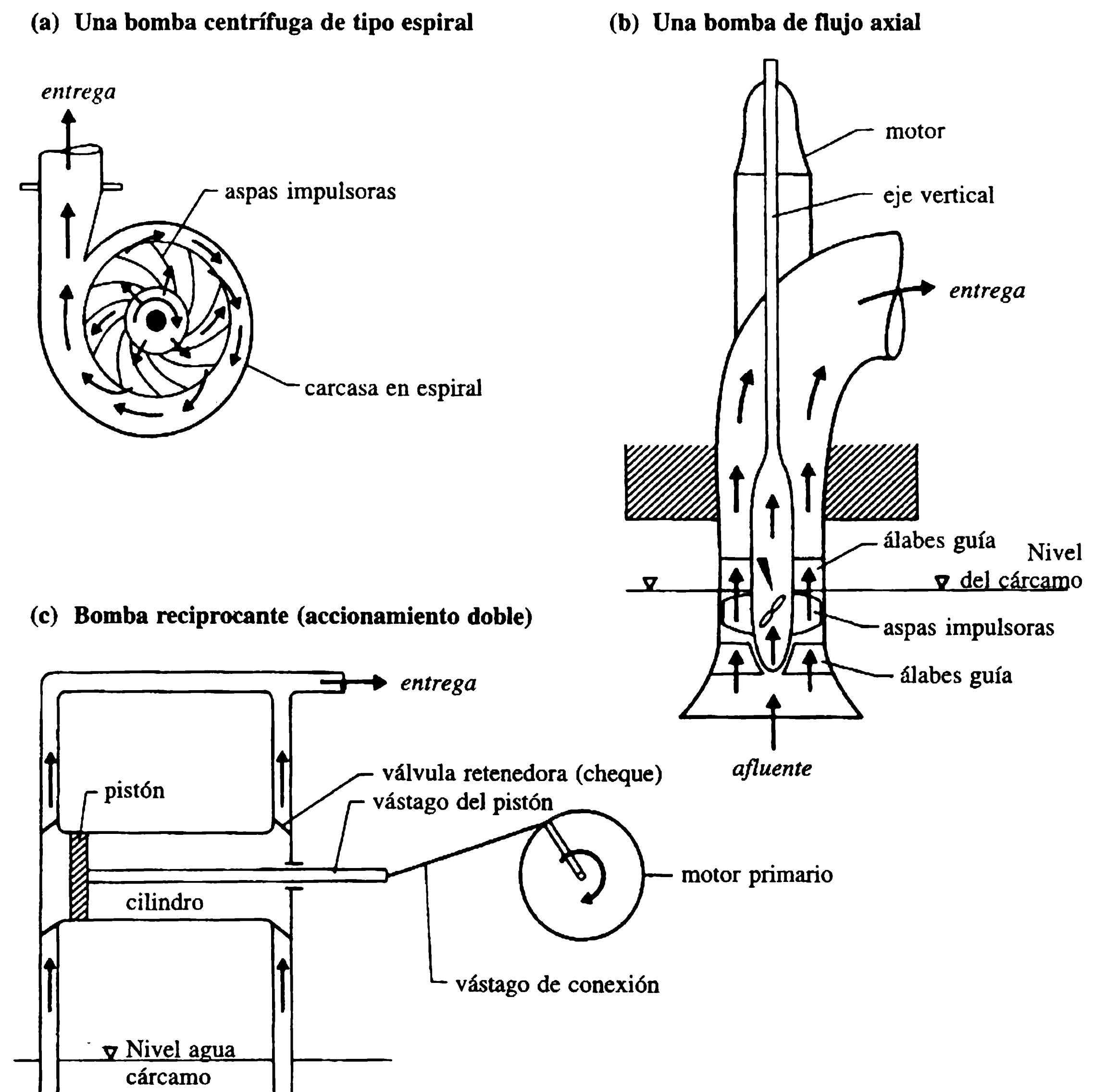
## 13.2 Bombas y su clasificación

### 13.2.2 TIPOS DE BOMBAS

Las bombas pueden clasificarse como centrífugas (rotodinámicas – de tipo radial, axial o de flujo mixto) y reciprocantes (desplazamiento positivo). También existen

otros tipos como los de elevación de aire (neumáticas) y bombas de chorro, los de rotor de tornillo y helicoidal, etcétera.

En las bombas de tipo rotodinámico, el agua gana energía cuando pasa por un elemento rotatorio (impulsor), la que es convertida en energía de presión por una carcasa apropiada del impulsor (cámara en espiral) [figura 13.1 (a)]. La bomba recíprocante [figura 13.1(c)] utiliza la energía transmitida por un elemento móvil (pistón) en una carcasa de ajuste hermético (cilindro). En la actualidad, la utilización de bombas de desplazamiento positivo, de elevación de aire y bombas de chorro, es muy reducida y la mayoría de las estaciones de bombeo utilizan bombas de tipo centrífugo. Anderson (1994) y Wislicenus (1965) dan detalles de construcción y características de desempeño de bombas. El ingeniero civil debe tener suficiente información sobre los diversos tipos de bombas para seleccionar un tipo apropiado en el diseño de las estaciones de bombeo.



**Figura 13.1** Bombas de tipo rotodinámico y recíprocantes (de pistón).

Los tipos de bombas y sus aplicaciones se presentan en la tabla 13.1 como una guía para su selección.

### 13.2.3 VELOCIDAD ESPECÍFICA $N_s$

La velocidad específica es el parámetro que caracteriza de manera más explícita las bombas rotodinámicas y está dada por:

$$N_s = NQ^{1/2}/H^{3/4} \quad (13.1)$$

donde  $Q$  es el caudal ( $1 \text{ s}^{-1}$ ),  $H$  la cabeza total (manométrica) (m) y  $N$  la velocidad de rotación ( $\text{rev min}^{-1}$ ). Los intervalos de velocidades específicas para los diversos tipos de bombas se muestran en la tabla 13.2.

### 13.2.4 OPERACIÓN DE LAS BOMBAS

Una instalación típica de una bomba centrífuga, que conduce el agua desde un cárcamo (nivel bajo) a una elevación más alta, se muestra en la figura 13.2.  $V_s$  y  $V_d$  son las

**Tabla 13.1** Tipos de bombas y sus aplicaciones

| <i>Tipo</i>   | <i>Caudal</i>         | <i>Cabeza</i>   | <i>Aplicaciones y observaciones</i>   |
|---|-----------------------|---|---|
| Bomba rotodinámica:<br>tipo de flujo radial<br>tipo de flujo axial<br>tipo de flujo mixto | Bajo<br>Alto<br>Medio | Alta ( $>30 \text{ m}$ )<br>Baja (hasta $\approx 15 \text{ m}$ )<br>Media (25-30 m) | Para bombear agua limpia y aguas residuales: las mayores eficiencias se obtienen al bombear agua limpia; las bombas de aguas residuales son de velocidades bajas, antiobstrucciones (capaces de desintegrar sólidos); por lo general de tipo de flujo axial (propulsor) [figura 13.1(b)]. |
| Bomba recíproca   | Bajo                  | Media   | Bombas para fluidos muy viscosos; para pozos y sondeos; fugas inevitables; ineficientes.  |
| Bomba de impulso por aire   | Bajo                  | Baja  | Recuperación de aguas subterráneas de pozos deformados con grandes cantidades de arena y limo; ineficientes.  |
| Bomba de chorro   | Bajo                  | Media   | Combinadas con bombas centrífugas; extracciones de pozos de sondeo; ineficientes.   |
| Bomba de tornillo   | Alto                  | Baja  | Principio del tornillo de Arquímedes; bajas velocidades; para bombear lodos activados o líquidos con <i>flocs</i> .   |
| Bomba de rotor helicoidal   | Bajo                  | Baja  | Bombas de desplazamientos positivos con rotores helicoidales y elementos estatores; utilizadas para aguas residuales o líquidos con material en suspensión; bombeo de pozos para suministro de agua.  |

**Tabla 13.2** Velocidades específicas para bombas rotodinámicas

| <i>Tipo</i>                     | <i>Velocidad específica (rev min<sup>-1</sup>)</i> |
|---------------------------------|--|
| Flujo radial (i) velocidad baja | 300 – 900  |
| (ii) velocidad media            | 900 – 1500   |
| (iii) velocidad alta            | 1500 – 2400  |
| Flujo mixto                     | 2400 – 5000  |
| Flujo axial                     | 3400 – 15 000                                      |

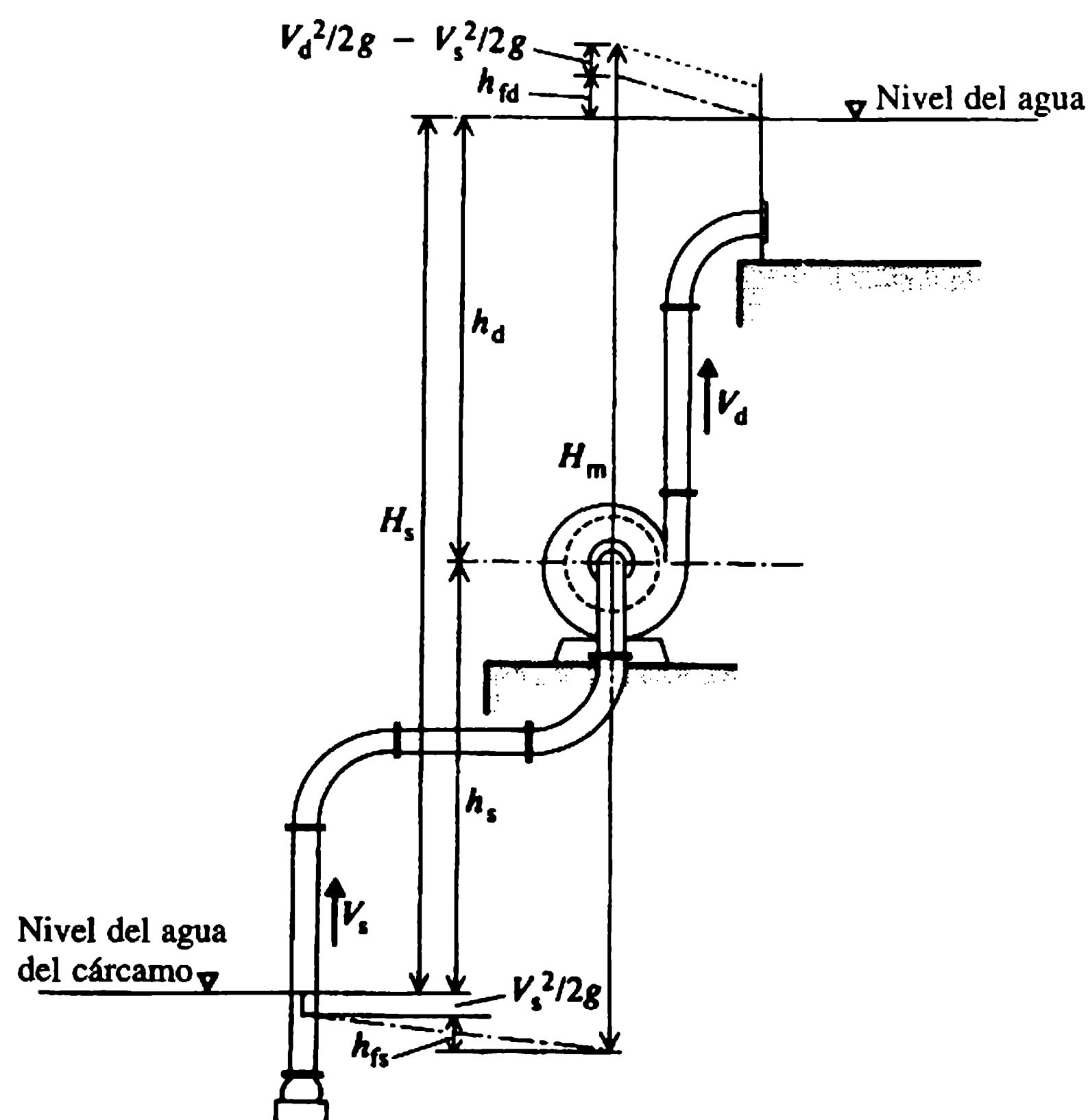
velocidades en las tuberías de succión y de entrega;  $h_{fs}$  y  $h_{fd}$  son respectivamente las pérdidas de cabeza en dichas tuberías (fricción, válvulas, codos, etc.);  $h_s$  y  $h_d$  son las cabezas de succión y entrega, cuya suma es la elevación estática total,  $H_s$ .  $H_m$  es la cabeza total (manométrica) que debe desarrollar la bomba para levantar el agua mediante ascenso estático.

Como se deduce de la figura 13.2, la cabeza manométrica puede escribirse como:

$$H_m = H_s + h_{fs} + h_{fd} + V_d^2/2g. \quad (13.2)$$

Si se ignora la cabeza de velocidad, la ecuación (13.2) puede describirse como:

$$H_m = H_s + h_{fs} + h_{fd}. \quad (13.3)$$

**Figura 13.2** Esquema para definiciones en una instalación de bombeo.

Si se consideran las pérdidas en el impulsor, se afecta la eficiencia (eficiencia manométrica) de la bomba. La cabeza total que la bomba debe desarrollar para superar las pérdidas en el impulsor y en el sistema (en las tuberías y en los accesorios) al elevar el agua una altura estática determinada está dada por:

$$H = H_m / \eta \quad (13.4)$$

donde  $\eta$  es la eficiencia manométrica de la bomba.

Las características de la bomba, tales como la relación caudal-cabeza total, la eficiencia y la potencia para la velocidad de rotación de diseño, se obtienen de los fabricantes. Algunas veces se requiere que las bombas operen bajo velocidades variables (debido a demandas variables) y las características correspondientes cambian considerablemente. Para un intervalo razonable de velocidades de operación se puede evaluar el desempeño con la ayuda de curvas de nivel (curvas de igual eficiencia).

Si se utiliza el criterio de similitud dinámica, el caudal y la cabeza correspondiente que una bomba puede desarrollar con velocidad variable pueden escribirse como:

$$Q_2 = Q_1(N_2/N_1) \quad (13.5)$$

y:

$$H_2 = H_1(N_2/N_1)^2. \quad (13.6)$$

Si la demanda para bombeo varía (por ejemplo por las diferencias del caudal durante el día en una estación de bombeo de aguas residuales), se operan varias bombas en un arreglo en 'paralelo' poniendo en operación un número de bombas de acuerdo con el nivel en el pozo de succión (cárcamo). Para bombear contra grandes cabezas (bombeo de excavaciones profundas) se opera en 'serie', es decir, el agua de la primera bomba (impulsora) se envía a la toma de la segunda bomba, y así sucesivamente. Una bomba con impulsores en serie también se denomina bomba multietapa o de elevación múltiple. Todas las bombas en un sistema en serie deben operar con simultaneidad.

### 13.2.5 LOCALIZACIÓN DE LAS BOMBAS (ELEVACIÓN DE SUCCIÓN)

La aplicación de la ecuación de Bernoulli en la figura 13.2 entre el nivel del agua en el sumidero y la toma de la bomba (impulsor) arroja:

$$p_s / \rho g = p_a / \rho g - (h_s + h_{fs} + V_s^2 / 2g). \quad (13.7)$$

La ecuación (13.7) indica que la presión en la bocatoma de la bomba,  $p_s$ , es menor que la presión atmosférica,  $p_a$ , y si esa presión negativa excede la presión del vapor ocurre cavitación. Para evitar la cavitación (de lo contrario baja la eficiencia y se daña el impulsor) la cabeza de succión,  $h_s$ , está limitada a que la presión en la bocatoma sea igual a la presión de vapor permitida  $p_v$ . También se toman otras me-



didas como minimizar las pérdidas de cabeza (escogiendo mayores diámetros y longitudes más cortas en las tuberías de succión sin válvulas reguladoras).

La máxima cabeza de succión (localización de la bomba) está dada entonces por:

$$h_s \leq (p_a - p_v)/\rho g - (h_{fs} + V_s^2/2g). \quad (13.8)$$

De acuerdo con la ecuación (13.7), la cabeza de succión positiva neta CSPN (NPSH, en inglés), puede escribirse como:

$$(p_s - p_v)/\rho g = CSPN = (p_a - p_v)/\rho g - (h_s + h_{fs} + V_s^2/2g) \quad (13.9)$$

y se encuentra que el número de cavitación de Thoma,  $\sigma$ , dado por la ecuación (4.14):

$$\sigma = CSPN/H_m, \quad (13.10)$$

está relacionado con la velocidad específica. Los valores de CSPN son suministrados por los fabricantes de las bombas.

Al definir la velocidad específica de succión,  $N_{ss}$ , como:

$$N_{ss} = NQ^{1/2}/(CSPN)^{3/4} \quad (13.11)$$

el número de cavitación,  $\sigma$ , está dado por:

$$\sigma = (N_s/N_{ss})^{4/3}. \quad (13.12)$$

Las velocidades específicas de succión para la mayoría de las unidades de tipo centrífugo y axial (propulsor) están entre 4700 y 6700. Se sugiere que el número de cavitación crítico,  $\sigma_c$ , para evitar la cavitación sea (de pruebas en modelos):

$$\sigma_c = 0.103(N_s/1000)^{4/3} \quad (13.13)$$

Las unidades electro-sumergibles, que tienen amplio uso en la actualidad, eliminan la necesidad de la tubería de succión y se evitan los problemas de cavitación y refrigeración.

### 13.2.6 CEBADO DE LA BOMBA

Antes de arrancar una bomba de tipo centrífuga, tanto la bomba como su tubería de succión deben estar llenas de agua. Si la bomba está localizada por debajo del nivel del agua en el cárcamo, siempre se cumple esa condición; en caso contrario, el aire en la bomba y en la tubería de succión debe expulsarse y remplazarse por agua, es decir 'cebarse'. Una válvula de pie de tipo (sin retorno) en el extremo de succión, junto con un aireador en la carcasa en espiral de la bomba, ayuda al proceso de cebado. En el comercio están disponibles unidades de bombas autocebantes que no necesitan cebado externo.

## 13.3.1 CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA, PUNTO E INTERVALO DE OPERACIÓN

## 13.3 Diseño de tuberías en sistemas de bombeo

El diseño eficiente de una estación de bombeo depende en gran medida del sistema de tuberías utilizado para conducir el flujo. La fricción y otras pérdidas en el sistema, que son una función del caudal, deben ser superadas por la bomba, cuyo desempeño está interrelacionado con las características de la tubería externa (sistema).

La característica de la bomba para una velocidad dada,  $N$ , es función del caudal y se puede escribir como:

$$H = AQ^2 + BQ + C \quad (13.14)$$

donde  $A$ ,  $B$  y  $C$  son coeficientes que pueden evaluarse a partir de su curva  $Q(H)$ .

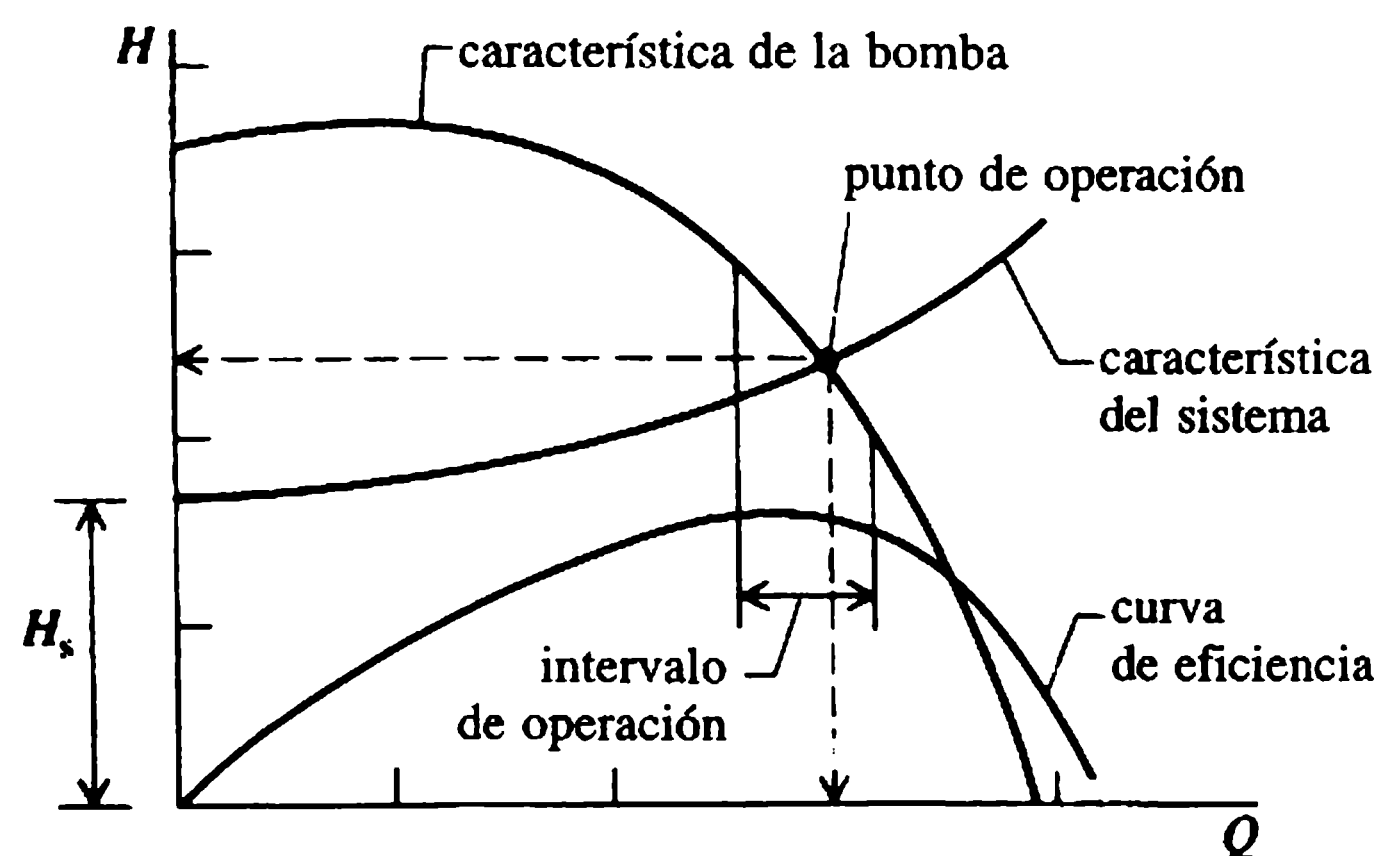
La curva del sistema se escribe como:

$$H = H_s + H_m + H_f \quad (13.15)$$

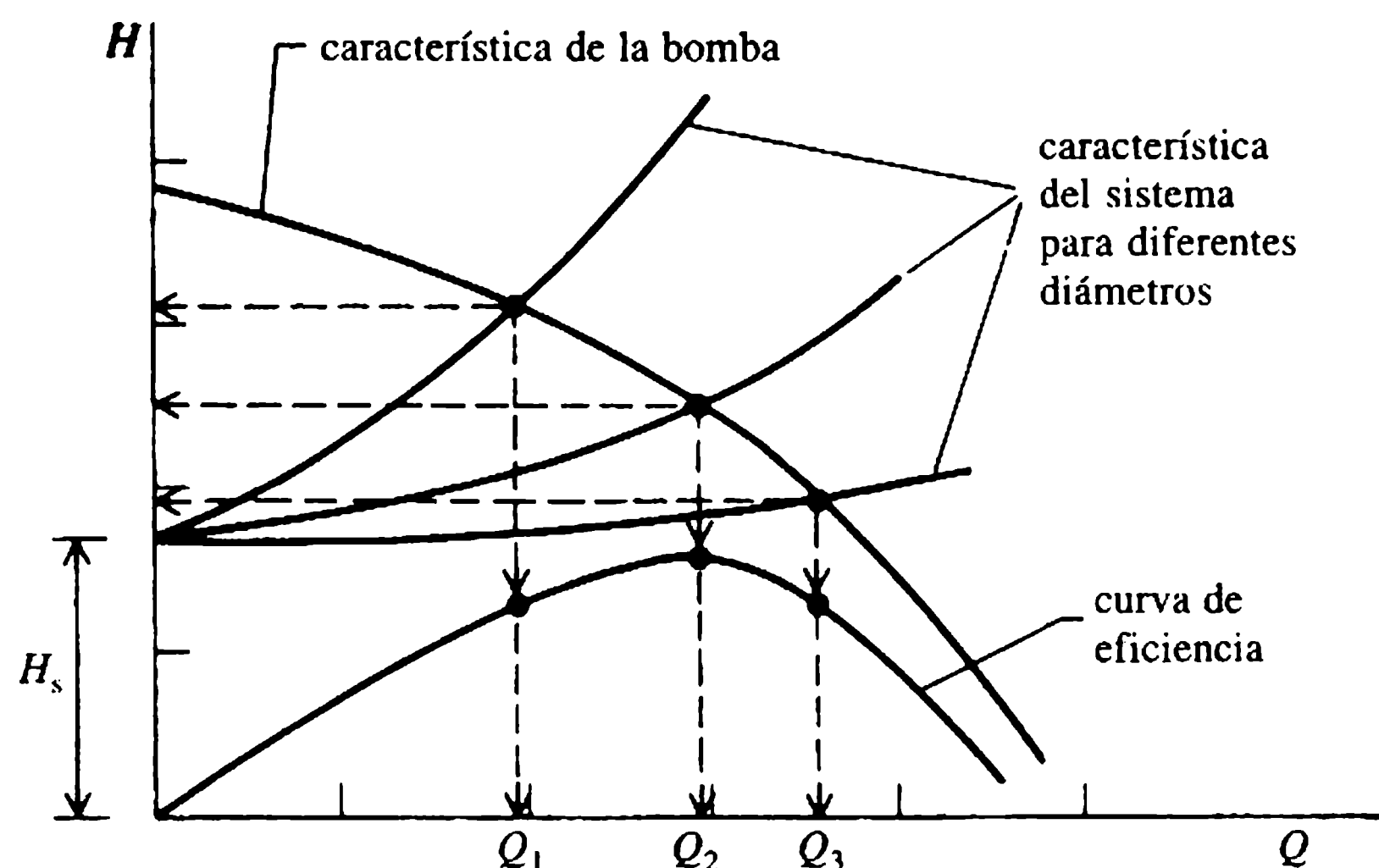
donde  $H_m$  y  $H_f$  son las pérdidas menores y mayores del sistema respectivamente, las cuales pueden expresarse como  $KQ^2$ , donde  $K$  es el coeficiente apropiado de pérdida. La solución de las ecuaciones (13.14) y (13.15) (ya sea en forma analítica o en forma gráfica – figura 13.3) es el punto de operación de la instalación en el que la bomba suministra el caudal requerido. Es importante que el punto de operación coincida con la eficiencia pico de la bomba para que su operación sea económica. Para caudales variables, la unidad puede regularse en un intervalo de operación a costa de la cabeza. Sin embargo, la extensión del intervalo de operación puede tener que limitarse a aquel con eficiencias de la bomba razonablemente altas.

## 13.3.2 SELECCIÓN DEL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA

El diámetro óptimo posible de un sistema de tuberías para una unidad de bombeo depende de las características del sistema. En la figura 13.4 se muestran varios sistemas de tuberías que se pueden considerar como ajustados a las características de



**Figura 13.3** Características de la bomba-tubería.



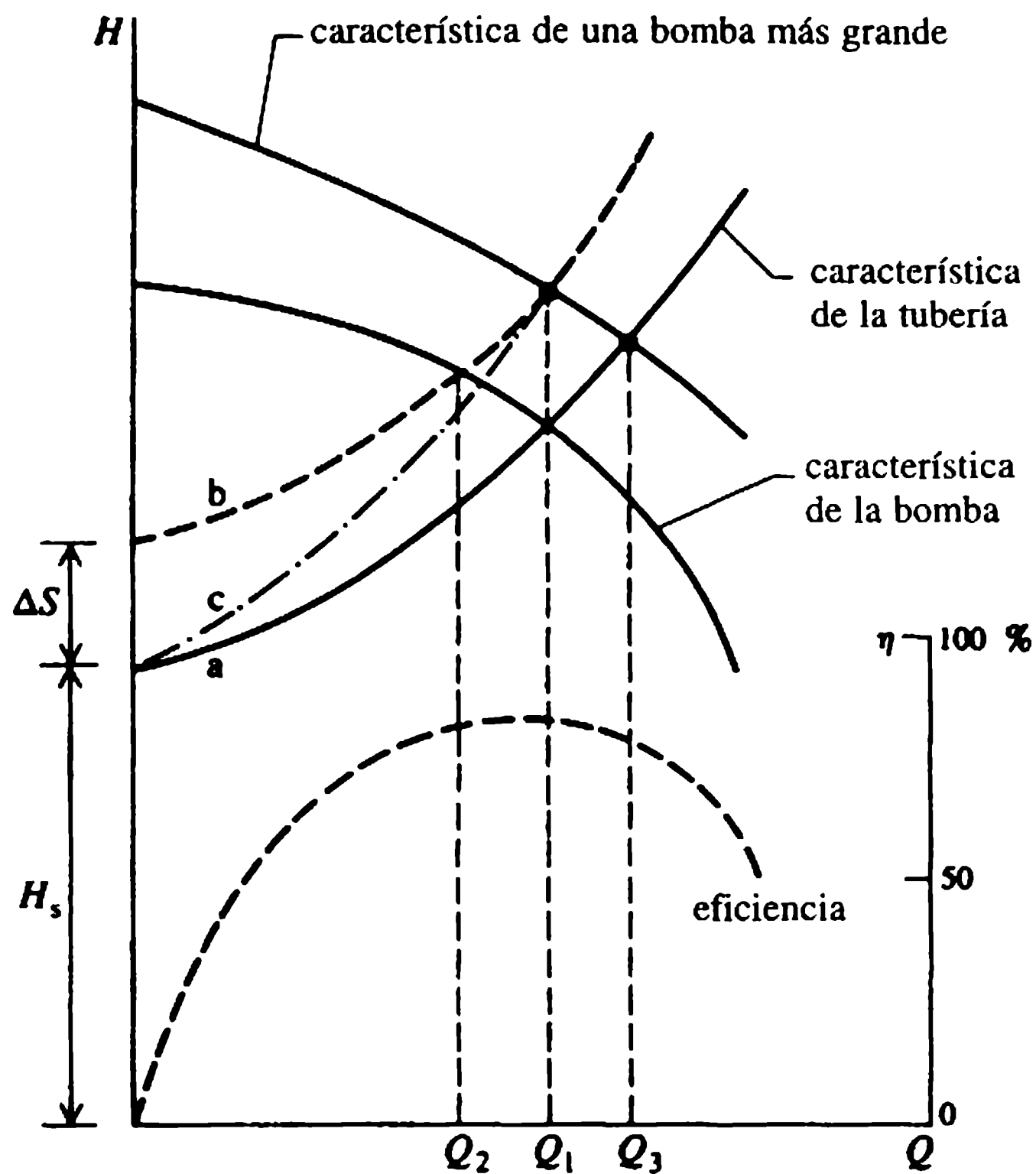
**Figura 13.4** Selección de diámetro de un sistema de tubería.

la bomba. Se debe notar que cada punto de operación corresponde a una eficiencia particular de la bomba, y la selección del sistema depende bastante de los requerimientos de caudal y cabeza y de la eficiencia de la bomba.

### 13.3.3 VARIACIONES EN EL NIVEL DEL CÁRCAMO, DEMANDA DE BOMBEO Y PÉRDIDAS POR FRICCIÓN

Durante el periodo de operación de un sistema de bombeo la demanda puede aumentar o disminuir; el nivel del agua en el cárcamo puede cambiar (variaciones en el nivel de un pozo) y la rugosidad de las paredes de la tubería pueden incrementarse con el tiempo; incluso pueden ocurrir obstrucciones parciales en la tubería de succión (obstrucción en la rejilla del pozo) .

Un sistema diseñado primero con características (a) correspondientes a un caudal  $Q_1$  se muestra en la figura 13.5. Si el nivel freático en el pozo, por ejemplo, disminuye en una cantidad  $\Delta S$  (periodo seco) la curva del sistema cambia a (b), suministrando un caudal reducido  $Q_2$ . Una bomba más grande con características diferentes  $Q(H)$  puede ser necesaria para mantener el caudal original  $Q_1$  con las nuevas características del sistema. Si las condiciones regresan a las normales (es decir,  $\Delta S=0$ ; periodo húmedo) la curva del sistema original (a) controla la operación, produciendo un caudal  $Q_3 > Q_1$ . Si no hay facilidades disponibles de almacenamiento para el agua adicional, la bomba puede regularse y cambia la curva del sistema a (c), reduciéndose entonces el caudal a  $Q_1$ ; se incurre en ciertas pérdidas de energía que, de ser posible, deberán evitarse. Para una operación continua de una estación de bombeo, las unidades deben funcionar con una eficiencia tan alta como sea posible, para minimizar los costos de operación de la estación.



**Figura 13.5** Características de la tubería y la bomba variando los niveles del cárcamo.

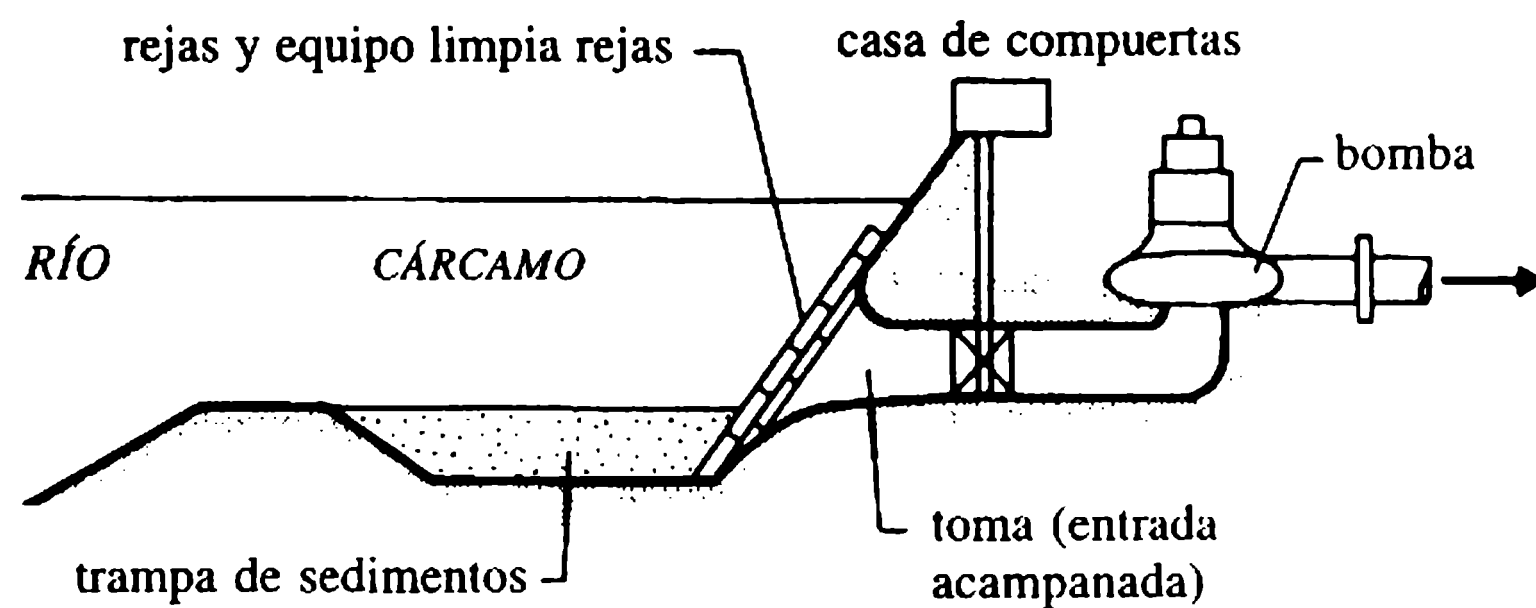
## 13.4 Clasificación de estaciones de bombeo y bocatomas

### 13.4.1 ABSTRACCIÓN DE FUENTES SUPERFICIALES

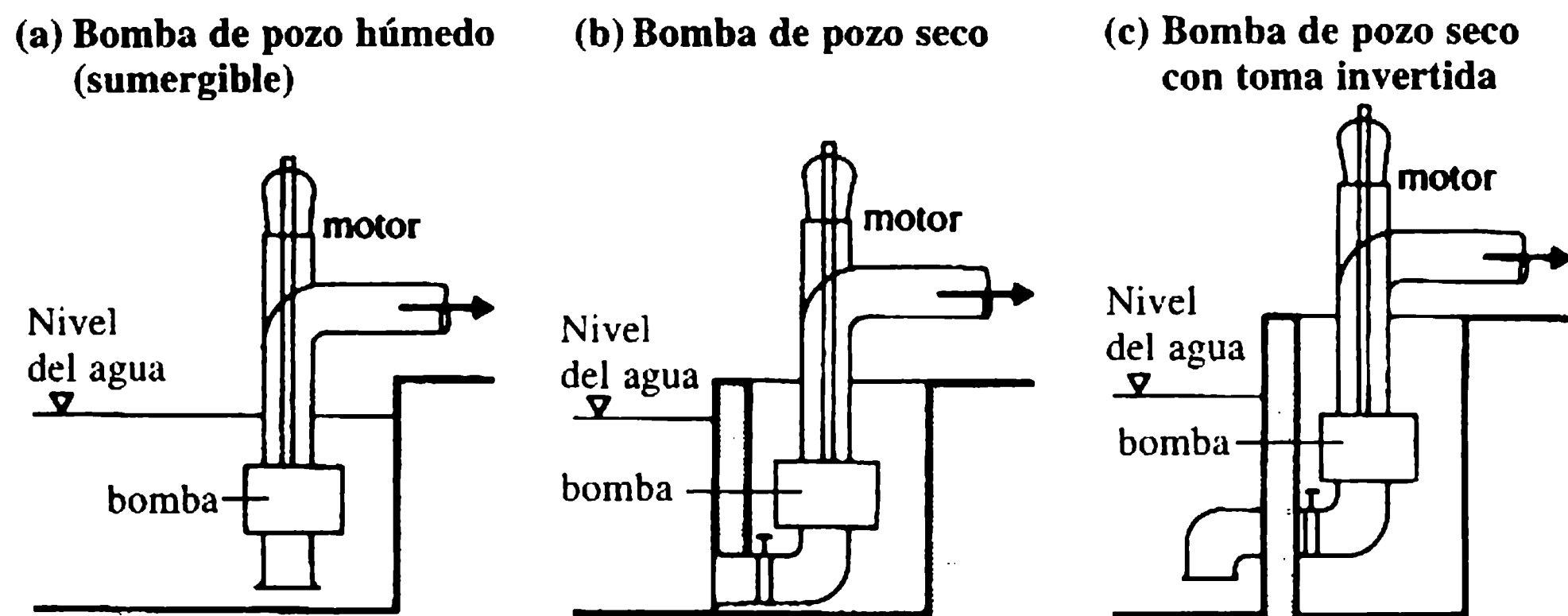
Una estación de bombeo se alimenta de una fuente superficial abierta como un canal, un río o un embalse, y a menudo a través de un cárcamo y una bocatoma. Como los niveles de agua varían en un intervalo amplio, el sedimento puede entrar al cárcamo y a la bocatoma. En general, se colocan trampas de sedimentos y rejillas (para atrapar desechos flotantes) (figura 13.6). La estación probablemente tendrá también múltiples bombas (incluidas unidades auxiliares) que proveen los cambios en los niveles del cárcamo.

### 13.4.2 SUMINISTRO DE AGUA DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

En ausencia de flujo por gravedad, el agua tratada abastece a una red de distribución o a un tanque de almacenamiento elevado mediante una estación de bombeo. El agua libre de sedimentos y desechos se conduce ya sea a un cárcamo húmedo o seco (sin rejillas o trampas) desde el cual se bombea a la red (bombas elevadoras) o a otro tanque de almacenamiento. Las posibles disposiciones del cárcamo se muestran en la figura 13.7.



**Figura 13.6** Bocatoma de un río (Prosser, 1977).



**Figura 13.7** Instalaciones de bombeo con pozos húmedos y secos (cárcamo). Nótese que la localización óptima de la bomba en el pozo seco está por debajo del nivel del agua.

La disposición de pozo húmedo [figura 13.7 (a)] es simple, económica y de amplio uso. Son preferibles las bombas instaladas por debajo del nivel del agua (sumergibles) (reducen la elevación de succión y no necesitan cebado) pero involucran problemas de mantenimiento. La disposición de un pozo seco [figura 13.7 (b)] es más confiable debido a la facilidad de acceso para el mantenimiento de la bomba en cualquier momento.

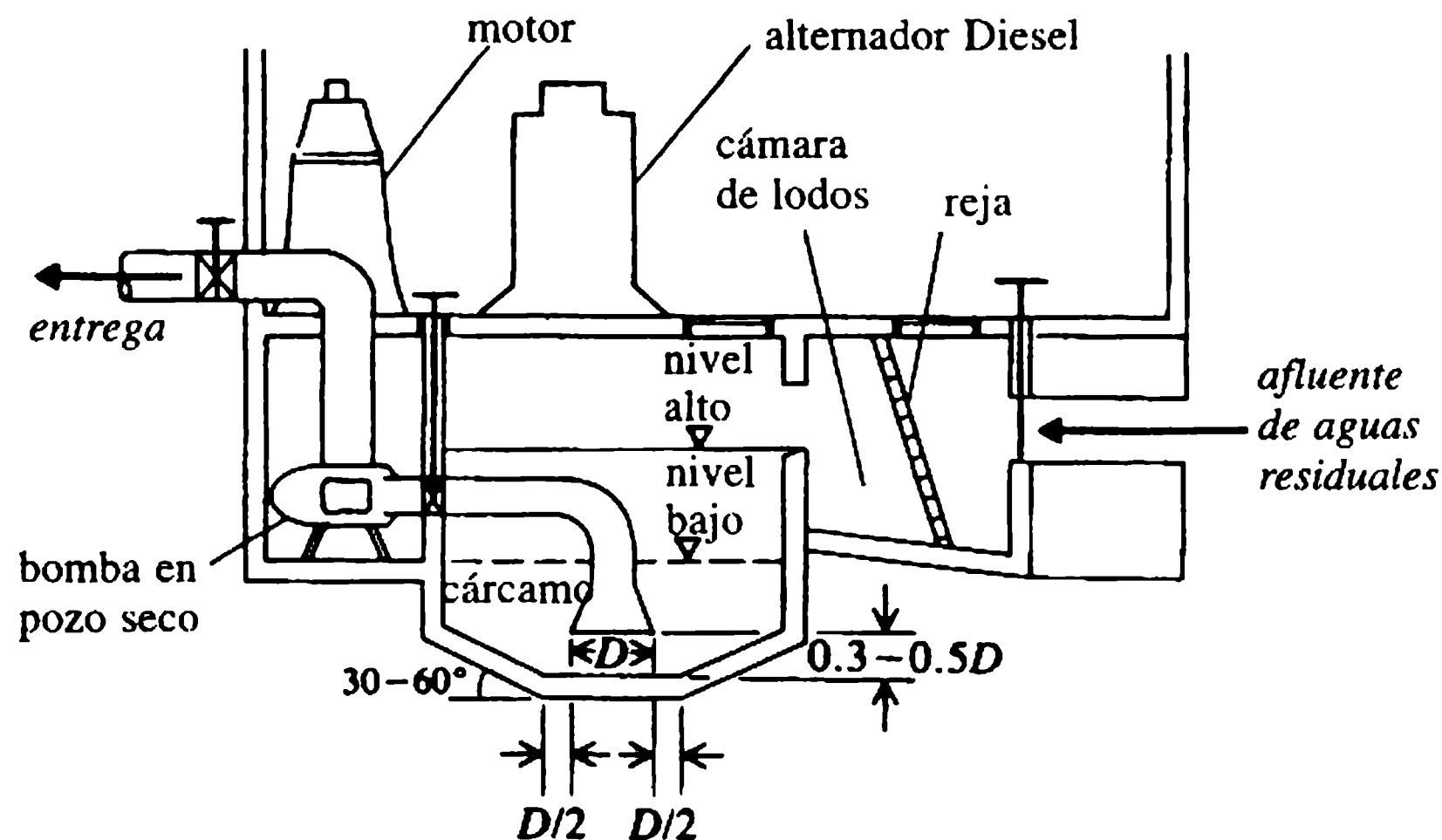
Una entrada acampanada en la tubería de succión de la bomba suprime la separación del flujo y asegura el flujo uniforme a través de la sección transversal de la bocatoma. La entrada acampanada volteada hacia abajo [figura 13.7 (c)] permite niveles de agua más bajos en el cárcamo que una toma horizontal [figura 13.7 (b)] y es menos propensa a la formación de vórtices (sección 13.5).

#### 13.4.3 INSTALACIONES DE BOMBEO PARA AGUAS LLUVIAS

Se recomienda colocar rejillas gruesas y una disposición de pozo húmedo para este tipo de instalaciones de bombeo. Puesto que la operación de la bomba es intermitente, es posible el mantenimiento durante los periodos secos. Arreglos similares se utilizan en instalaciones de desecación y drenaje de suelos.

#### 13.4.4 BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES (SIN TRATAR) HACIA PLANTAS DE TRATAMIENTO

El tamaño del cárcamo de la bomba se diseña para mantener las velocidades suficientes del flujo de aproximación a fin de mantener el material sólido en suspensión. Se deben evitar áreas estancadas o esquinas. Un pozo seco con una entrada acampanada hacia abajo es el tipo más apropiado de cárcamo; en la figura 13.8, se muestra una sección usual de tal disposición.



**Figura 13.8** Cárcamo y bocatoma para el bombeo de aguas residuales.

De ser posible se debe evitar el paso de las aguas residuales por rejillas antes del bombeo, ya que dicho equipo requiere mantenimiento regular con costos adicionales para la disposición de los desechos. Para el bombeo de las aguas residuales sin tratamiento, son convenientes estaciones de bombeo pequeñas (bombas hasta de 200 mm de diámetro) preferiblemente con dos unidades de bombas. Existen bombas con un diseño de impulsor apropiado para pasar casi todos los sólidos que pueden entrar a la boquilla acampanada de succión (Prosser, 1992) (sección 13.6).

#### 13.4.5 ABSTRACCIÓN DE POZOS

De ordinario, las instalaciones son del tipo de pozo húmedo con las bombas localizadas dentro de los pozos. En pozos profundos, se utilizan bombas multietapas especiales, mientras que para pozos poco profundos, las bombas se pueden ubicar al nivel del terreno. Para prevenir la entrada de arena al sistema es esencial instalar rejillas en el pozo. En general, las bombas de pozos profundos son menos voluminosas (alrededor de 100-400 mm de diámetro) para adaptarse al diámetro de los pozos de 150-600 mm.



### 13.5 Diseño del cárcamo

El aspecto más importante del diseño de una instalación de bombeo es el pozo de succión (cárcamo), con una buena toma (entrada a la tubería de succión). En el caso de una sumersión poco profunda de la toma, a menudo se observa la formación de un vórtice local en la superficie del agua. Esta situación puede también surgir si el volumen de agua en el cárcamo es inadecuado, en cuyo caso el arranque repentino de la bomba disminuye la superficie del agua. De igual forma, repentinos gradientes de velocidad fuertes, velocidades altas, cambios repentinos con la dirección del flujo a medida que el agua entra a la toma acampanada en el cárcamo y varias bombas colocadas a lo largo de un cárcamo angosto con un afluente en un extremo también agravan la formación de vórtices.

Los vórtices incorporan grandes cantidades de aire en la tubería de succión de la bomba, lo cual puede causar una caída en la eficiencia y vibraciones estructurales e incrementar el daño debido a la corrosión en la bomba y sus accesorios.

Un buen diseño del cárcamo debe, por tanto, evitar la formación de vórtices, situación que se puede lograr al dirigir el flujo uniformemente a través del ancho del cárcamo con una velocidad de aproximación cercana a  $0.3 \text{ m s}^{-1}$  y evitar expansiones bruscas de las paredes laterales y grandes zonas de estancamiento en el cárcamo (minimizando el flujo en remolino de gran escala). Para relaciones de expansión más grandes (área en la salida/área en la entrada  $> 2$ ) se pueden colocar álabes para distribuir uniformemente el flujo. La toma de la bomba debe localizarse en la dirección del flujo de aproximación si es posible. Tomas múltiples del mismo cárcamo deben separarse con paredes divisorias (para minimizar la interferencia). El dispositivo más efectivo para la supresión de los vórtices en la superficie libre consiste en un enrejado horizontal, instalado cerca de 100 a 150 mm por debajo del nivel del agua. Otros dispositivos como balsas flotantes, jaulas de rejas y muros cortina también se han utilizado como supresores de vórtices. La construcción de una entrada en forma acampanada [figura 13.9(a)] en la toma de la tubería de succión minimiza las pérdidas a la entrada y facilita un flujo axial suave. Algunos esquemas de cárca-mos típicos de buen diseño (Prosser, 1977) se muestran en las figuras 13.9(b)–13.9(e).

Para bocatomas con condiciones de flujo de aproximación apropiadas (sin dispositivos de supresión de vórtices) la sumersión mínima requerida puede escribirse como:

$$h/d = a + bFr_d \quad (13.16)$$

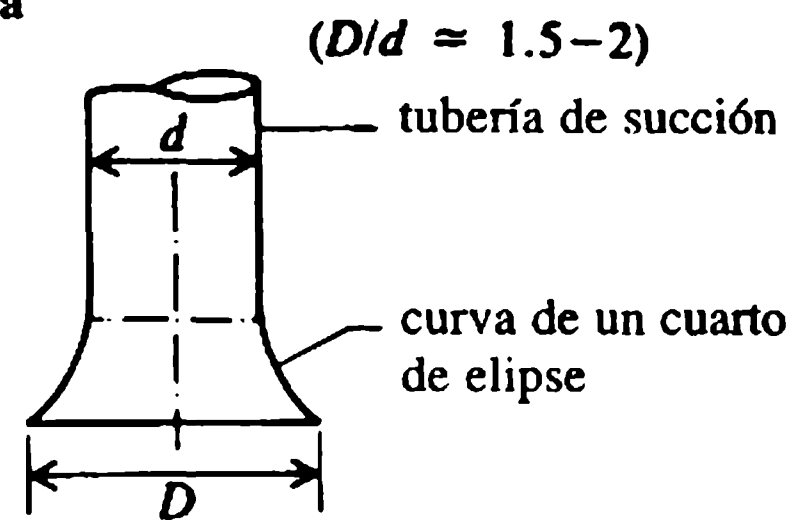
donde  $h$  es la profundidad de sumersión al centro de la tubería de entrada de diámetro,  $d$ ,  $Fr_d [= V/(gd)^{1/2}]$ , donde  $V$  es la velocidad en la tubería de entrada] es el número de Froude y  $a = 0.5 - 1.5$  y  $b = 2 - 2.5$  (Knauss, 1987). Para números de Froude bajos ( $\leq 0.3$ , es decir, bocatomas de gran tamaño) se recomienda un valor de  $a$  de por lo menos 1.

El volumen mínimo del cárcamo para buenas condiciones de flujo depende también del máximo número permitido de arranques de la bomba en un tiempo dado. El arranque de un motor eléctrico genera considerable energía de calor en el motor y, por tanto, el número de arranques debe limitarse.

El mínimo volumen del cárcamo,  $V_{\min}$ , entre la parada y el arranque de una bomba simple está dado por:

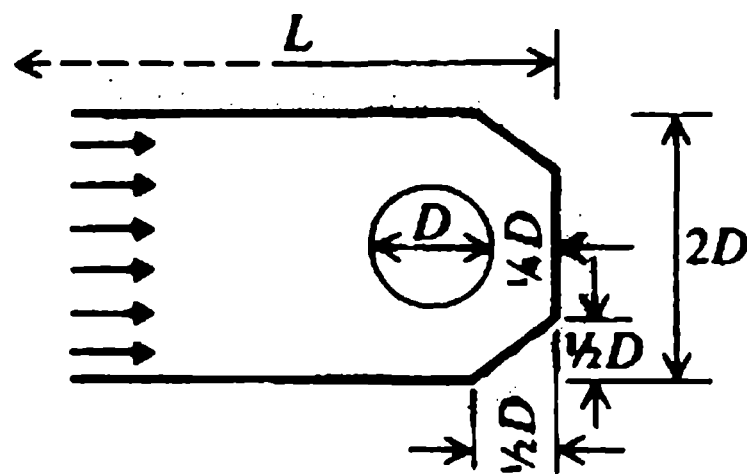
$$V_{\min} = Q_p T/4 \quad (13.17)$$

(a) Una entrada acampanada

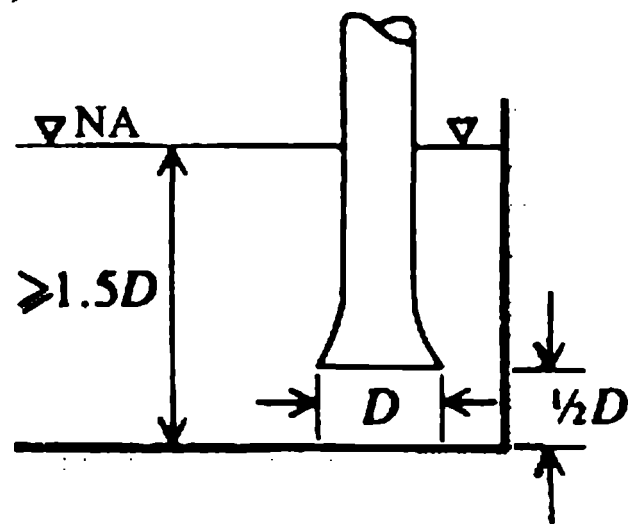


(b) Disposición de pozo húmedo con una bomba única

(i) Planta



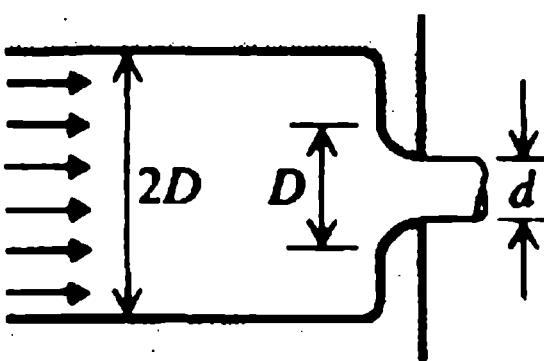
(ii) Perfil



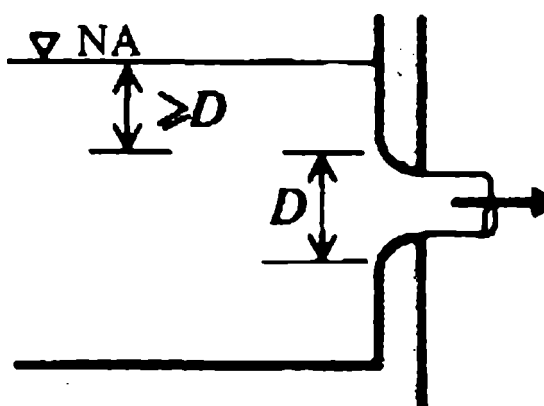
(longitud mínima de aproximación,  $L \approx 5D$ )

(c) Disposición de una bomba única y pozo seco

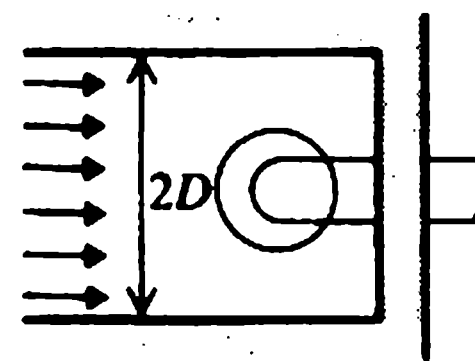
(i) Planta (toma horizontal)



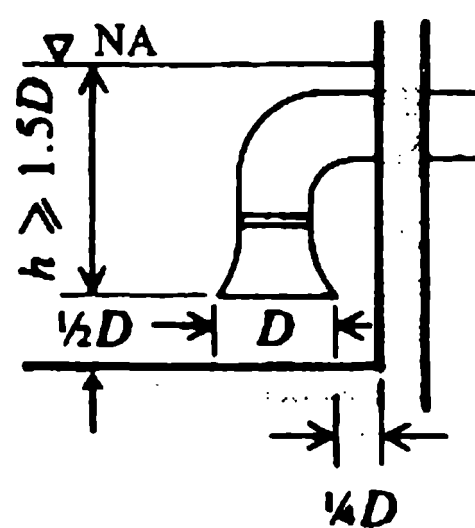
(ii) Perfil



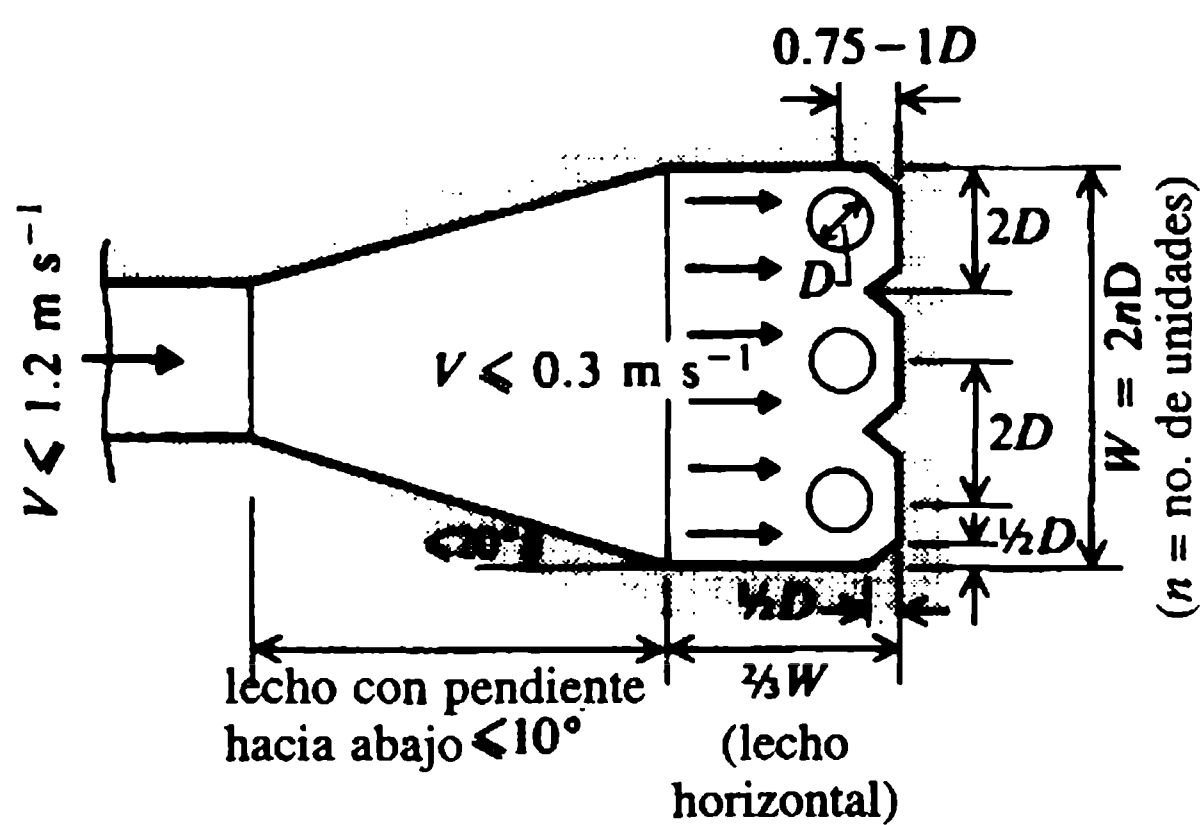
(i) Planta (entrada acampanada hacia abajo)



(ii) Perfil



(d) Aproximación abierta al cárcamo (planta): pozo húmedo



(e) Aproximación unificada al cárcamo (planta): pozo húmedo

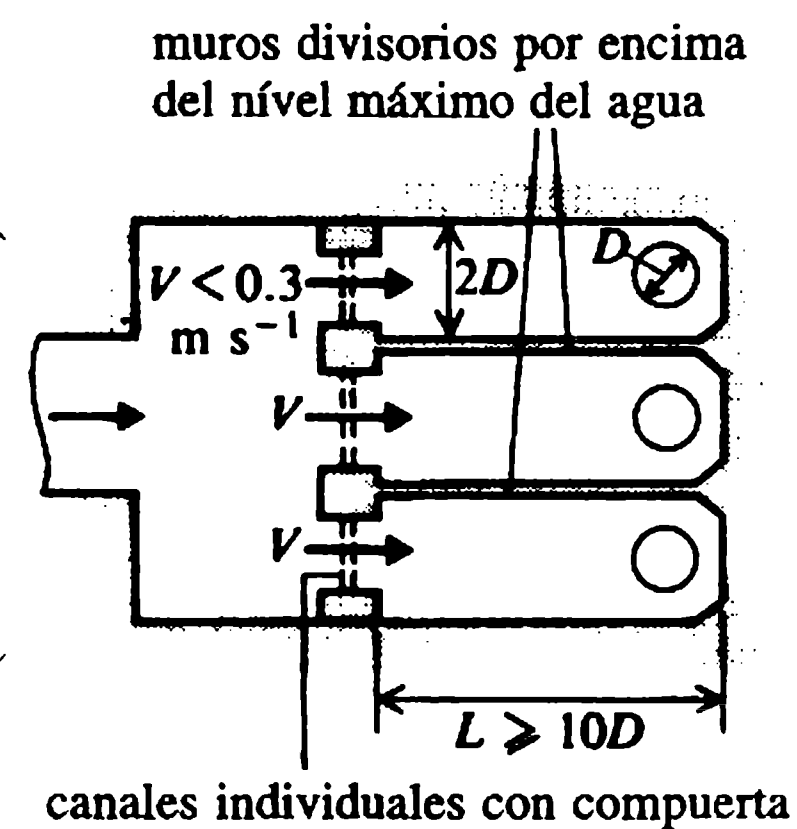


Figura 13.9 Diseños usuales de cárcamos recomendados (Prosser, 1977).

donde  $Q_p$  es la tasa de bombeo y  $T$  es el tiempo entre arranques. La ecuación (13.17) entonces sugiere que para una frecuencia de 10 arranques por hora ( $T = 6$  min) el volumen mínimo es 1.5 veces la tasa de bombeo por minuto. Cuando se utilizan dos o más bombas los arranques normalmente se alternan y la ecuación (13.17) se aplica para la bomba más grande.

Para un multisistema se debe suministrar un volumen adicional de 0.15 veces el área en planta del cárcamo (en  $m^3$ ). Sin embargo, existen ciertas restricciones en el volumen máximo del cárcamo, por ejemplo, un problema de septicidad en los cárcamos de aguas residuales (BS, 1987).

### 13.6 Rejillas

Todas las estaciones de bombeo importantes (en especial de aguas residuales y de aguas lluvias) tienen que estar provistas de unas rejillas de barras que eviten la entrada de objetos grandes al pozo húmedo. Consisten en barras de acero espaciadas entre 20 y 40 mm con una relación de bloqueo (área de la barra/área total) entre 0.3 y 0.5. El espaciamiento debe ser mayor si las bombas pueden bombear sólidos (bombas de aguas residuales). También deben suministrarse artefactos mecánicos apropiados de limpieza de las rejillas (rastrillos). En general, los dispositivos de rejillas de barras se colocan formando un ángulo entre  $60^\circ$  y  $90^\circ$  con la horizontal y se debe incorporar una pérdida de cabeza de por lo menos 150 mm (sección 9.2) en su diseño hidráulico.

La presencia de rejillas incrementa la turbulencia (proporcional al tamaño de la barra) que puede causar condiciones de flujo indeseables si las rejillas están situadas muy cerca a la bomba. Cualquier remolino en el flujo puede reducirse mediante una rejilla o malla o incluso con un dispositivo en forma de panel de abeja. De manera alterna, se pueden utilizar divisores en la toma acampanada como un dispositivo anti-remolino.

### 13.7 Pendiente

Como es una práctica conveniente bombear todos los sólidos, su deposición en el piso o paredes del sumidero del pozo húmedo debe ser mínima. Esto se logra mediante una pendiente adecuada de los cárcamos de bombeo (autolimpiadores).

La pendiente debe ser empinada, con mínimo  $45^\circ$ ; si es posible, preferiblemente entre  $60^\circ$  y  $75^\circ$ . Debe extenderse hasta la toma de la bomba donde termina en un hoyo pequeño en el cual debe instalarse la entrada acampanada. Es aconsejable programar los controles de niveles de parada de manera que el nivel en el cárcamo se lleve al nivel mínimo posible a intervalos regulares (por ejemplo una vez al día).

### 13.8 Oleadas

Es esencial proteger las tuberías y las estaciones de bombeo contra las oleadas de presión (golpe de ariete) en el sistema debido al cierre o apertura de las válvulas, o a una falla repentina de energía que cause la parada de las bombas; para un tratamiento detallado del análisis del golpe de ariete el lector puede consultar a Jaeger (1957) y Novak (1983). Los efectos indeseables de las oleadas en los sistemas de estaciones de bombeo pueden controlarse con artefactos anti-golpe de ariete (volantes, cámaras de aire, etc.).

### 13.8.1 VOLANTES

Un volante acoplado con una estación de bombas proporciona una inercia adicional de manera que la bomba continúa rotando incluso después de un corte de energía, lo cual reduce los transientes de presión (análogos a un cierre de válvula lento).

La tasa de cambio de velocidad de una bomba está dada por:

$$dN/dt = 900\rho gQH/\pi^2 IN\eta \quad (13.18)$$

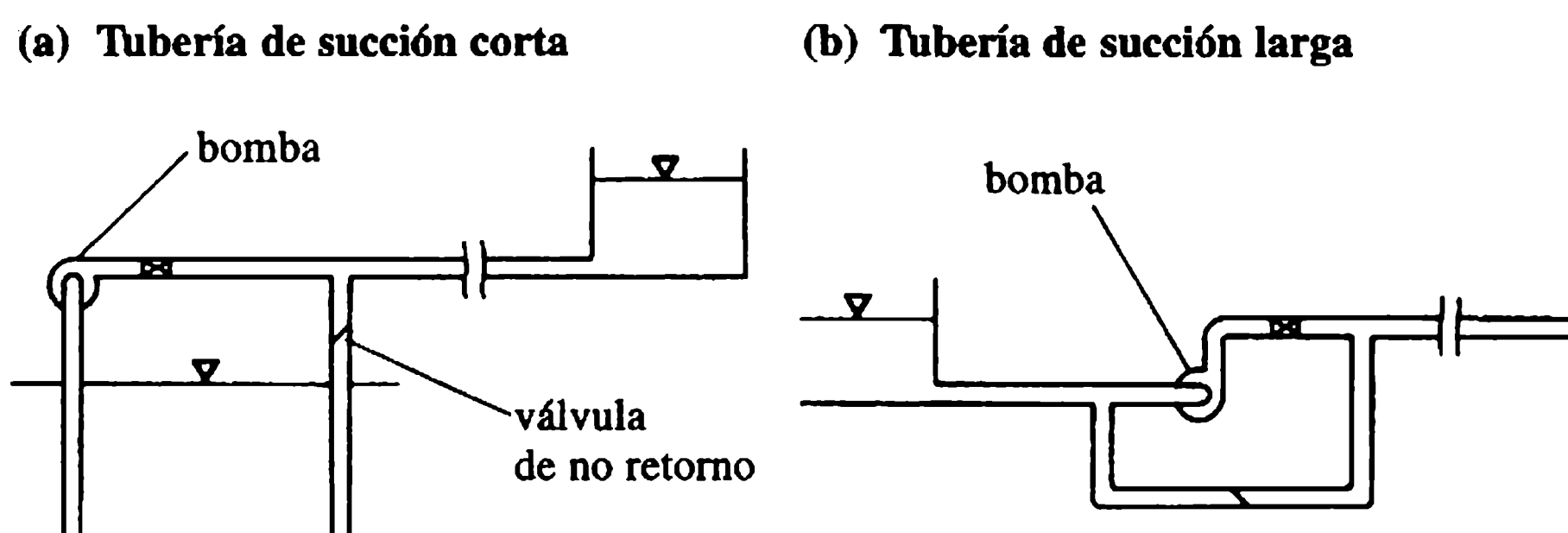
donde  $I$  es el momento de inercia de las partes rotantes de la bomba y el motor y  $\eta$  es la eficiencia de la bomba con caudal  $Q$ , cabeza  $H$  y velocidad  $N$ . Este método de brindar protección sin equipo auxiliar se recomienda en instalaciones pequeñas.

### 13.8.2 DESVIACIONES Y VÁLVULAS DE ALIVIO DE PRESIÓN

Cuando se para de repente una bomba, se desarrolla una onda de baja presión en la tubería de conducción y una onda de alta presión en la tubería de succión, lo que genera una descarga del lado de succión al lado de descarga a través de una válvula de no retorno (figura 13.10) en la desviación. Además (o alternativamente) se pueden instalar válvulas de alivio de presión y válvulas de entrada de aire al sistema de tuberías.

### 13.8.3 ALMENARAS Y CÁMARAS DE AIRE

En las estaciones de bombeo, en contraste con una central hidroeléctrica, no es en general factible construir una almenara abierta para suprimir las oleadas. En su lugar, se instala un tanque de aire cerrado y su compresor cerca de la bomba. Cuando se presenta un transiente negativo debido al bombeo 'se activa' la cámara de aire suministrando agua a presión a la tubería, para reducir así la caída de presión. En el caso contrario, admite agua cuando la bomba se abre, es decir, en condiciones de transientes positivos.



**Figura 13.10** Dispositivos de desviación.

Entre la bomba y la cámara de aire (figura 13.11) se dispone una válvula de cheque, la cual se cierra rápidamente después de fallas de energía puesto que la bomba, durante su desaceleración, no puede rendir con la cabeza mantenida por la cámara de aire. El aire comprimido liberado se activa cuando se alcanzan los máximos y mínimos predeterminados en la cámara de aire.

De manera análoga con operaciones de almenaras, la solución simplificada de las ecuaciones dinámicas y de continuidad para el cierre repentino de un tanque de aire ( $Q=0$ ; para el cierre de una válvula de cheque) sin pérdidas de entrada y variación isotérmica lenta de la presión arroja:

$$H = H_0 \pm Q_0(LH_0/gAV_0)^{1/2}. \quad (13.19)$$

donde el signo positivo se toma para  $H_{\text{máx}}$  y el signo negativo para  $H_{\text{mín}}$ , y el subíndice '0' se refiere a las condiciones de estado permanente.

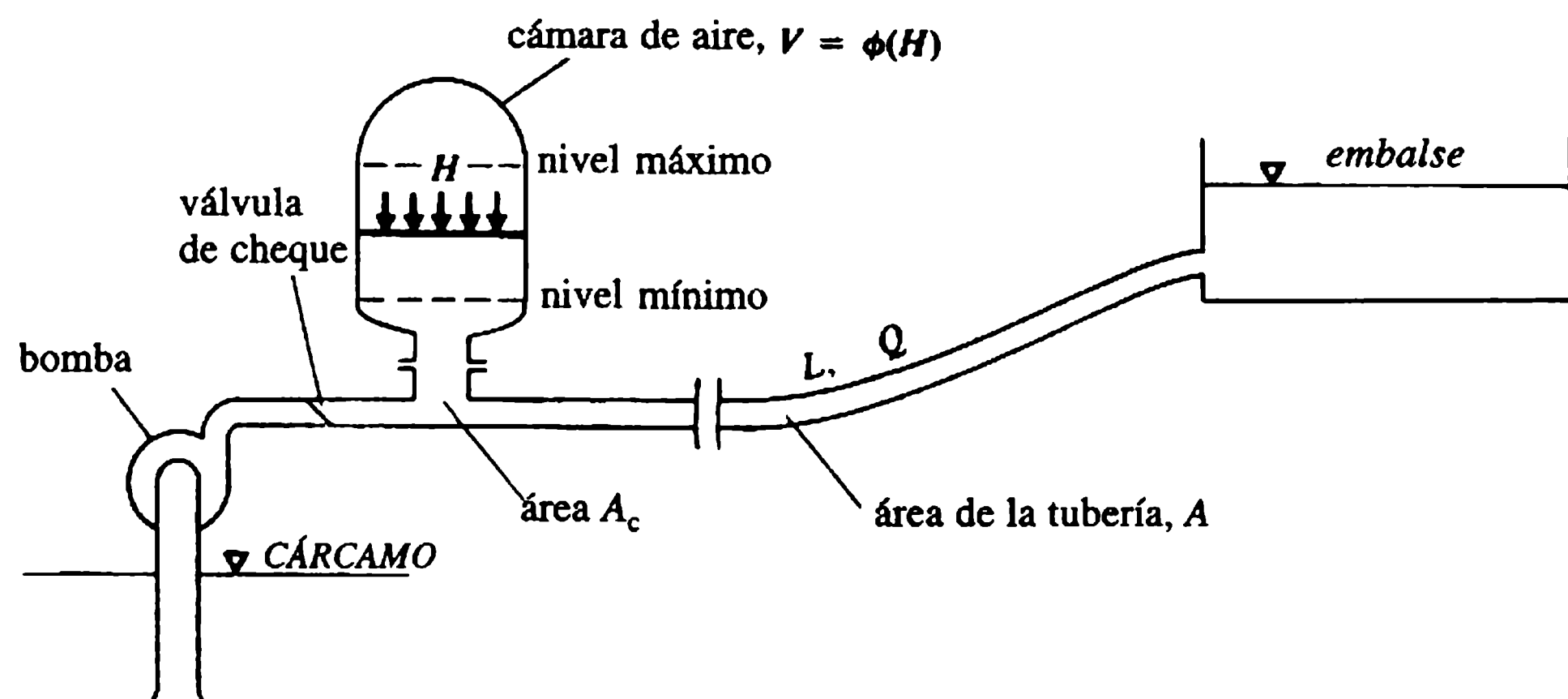
Existen diagramas de diseño basados en el supuesto de cierre completo, en una relación de pérdidas de cabeza a la entrada de la cámara de aire con ambas direcciones de 2.5 en la base de la cámara de aire y en una ley de los gases de  $HV^{1.2} = \text{constante}$ . Las oleadas adimensionales respecto de un coeficiente de pérdida total de cabeza  $K_s$  para un flujo hacia la cámara de aire de 0.3 se muestran en la figura 13.12. Se dispone también de diagramas de diseño similares para otros valores de  $K_s$ .

$H_0$  y  $v_0$  son respectivamente, las cabezas de presión en la cámara de aire y la velocidad en la tubería para el estado permanente y  $V_0$  es el volumen de aire correspondiente en la cámara de aire.

Para una tubería dada (diámetro  $D$ , longitud  $L$  y espesor de la pared  $e$ ) y caudal  $Q_0$  la celeridad de la onda de presión  $a$  se calcula con:

$$a = 1/[\rho(l/K + D/eE)]^{1/2} \quad (13.20)$$

donde  $\rho$  es la densidad del agua ( $1000 \text{ kg m}^{-3}$ ),  $K$  es el módulo de elasticidad volumétrico del agua ( $\approx 2 \times 10^9 \text{ N m}^{-2}$ ) y  $E$  es el módulo de Young del material de la tubería (para acero,  $E \approx 2 \times 10^{11} \text{ N m}^{-2}$ ).



**Figura 13.11** Esquema de una cámara de aire.

El parámetro  $2\rho'$  está dado por:

$$2\rho' = av_0/gH_0 \quad (13.21)$$

y el coeficiente de pérdida de cabeza  $K_s$  por:

$$K_s = (P + R')v_0^2/H_0 \quad (13.22)$$

donde  $P$  es el término de pérdidas de fricción en  $P_0 = Pv_0^2$  (figura 12.20) y  $R'$  es el término de pérdida de cabeza a la entrada (regulada) a la cámara de aire, dado por:

$$R' = k(A/c_c A_c)^2/2g, \quad (13.23)$$

en donde  $k$  es el coeficiente de pérdida de cabeza a la entrada,  $A$  es el área de la tubería,  $A_c$  es el área regulada (a la entrada) y  $c_c$  es el coeficiente de contracción.

Al seleccionar  $H_{\text{máx}}$  y  $H_{\text{mín}}$ , se pueden encontrar valores apropiados de  $K_s$ ,  $R'$  y  $V_0$  (de  $2V_0a/Q_0L$ ), y determinar el volumen requerido de la cámara de aire  $V > V_{\text{máx}} [=V_0(H_0/H_{\text{mín}})^{1/2}]$ . Es más práctico escoger  $H_{\text{máx}}$  y  $K_s$  y para valores conocidos de  $H_0$ ,  $a$ ,  $v_0$  (es decir,  $\rho'$ ) encontrar  $H_{\text{mín}}$  y  $V_0$  (ejemplo 13.4).

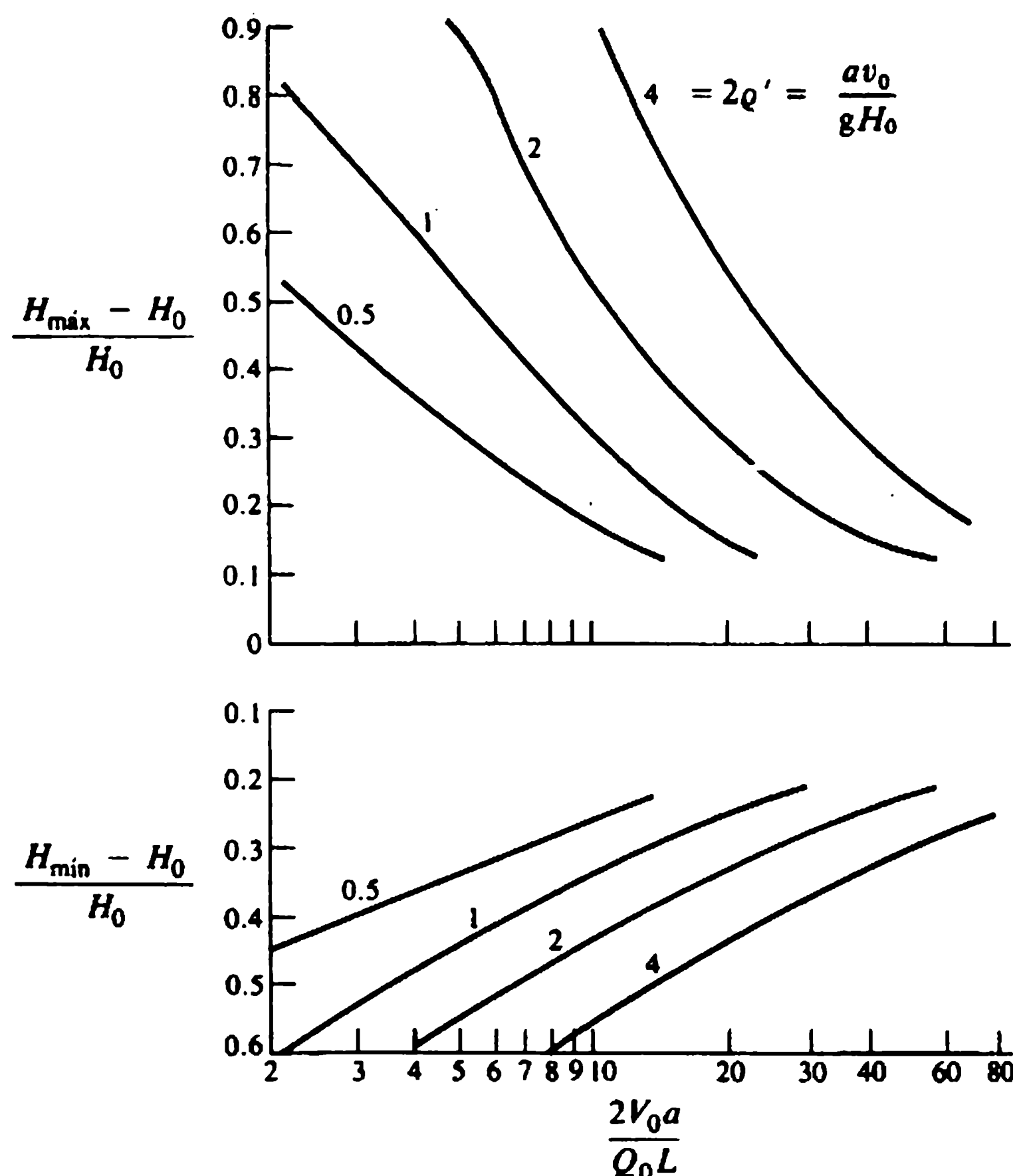


Figura 13.12 Diagramas de diseño para una cámara de aire con  $K_s = 0.3$ .



### 13.9 Consideraciones generales de diseño de estaciones de bombeo y tuberías de descarga

Las descargas (sistemas de tubería) de las estaciones de bombeo siguen normalmente las líneas de nivel del terreno y sus capacidades de conducción dependen de sus gradientes hidráulicos. El gradiente hidráulico de una descarga está dado por las cabezas de presión y fricción determinadas por las características del sistema bomba y tubería.

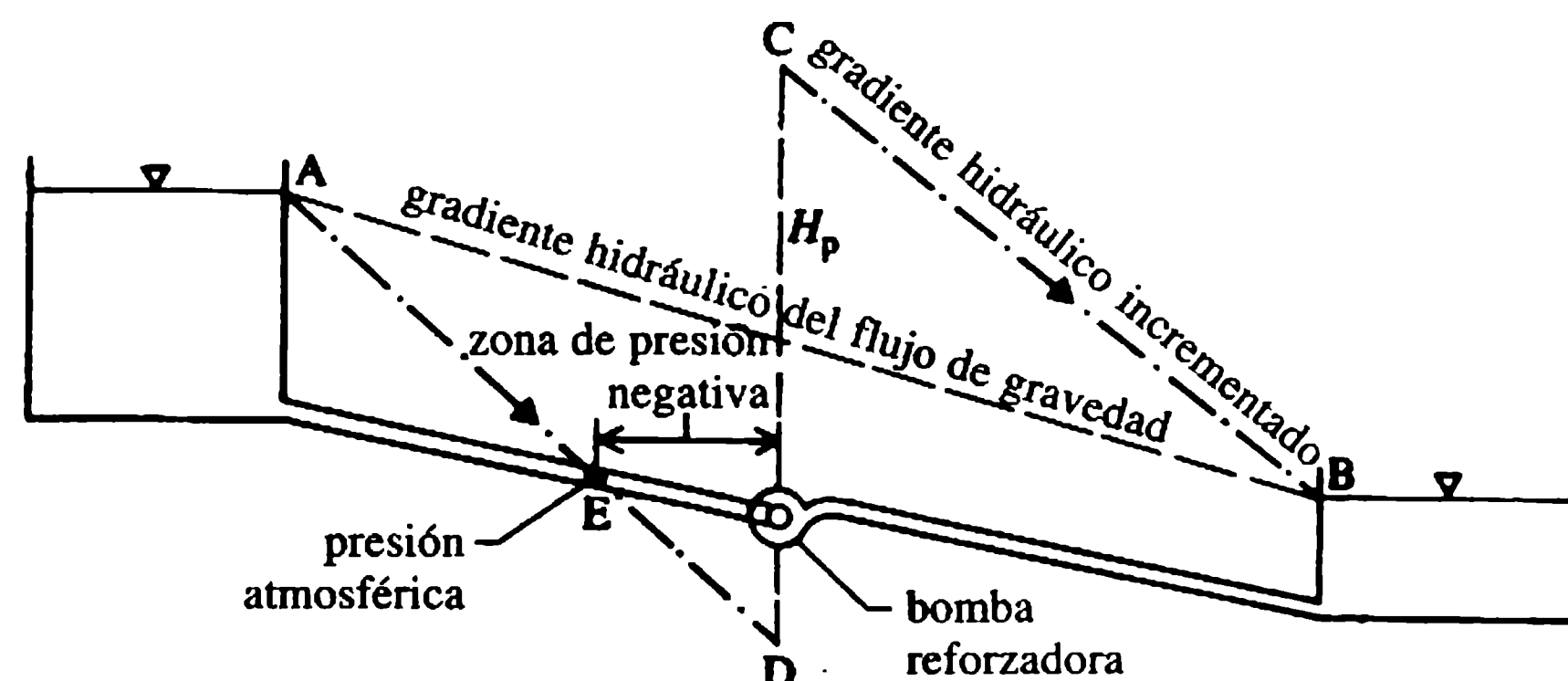
Cuando se refuerza el flujo en una tubería existente instalando una bomba reforzadora, tiene que considerarse la eliminación de los problemas de succión. Un esquema simple de una bomba reforzadora instalada en una tubería de gravedad se muestra en la figura 13.13. El gradiente hidráulico incrementado (CB) para aumentar el flujo puede dar como resultado presiones negativas aguas arriba de la bomba (entre la bomba y E). Una posible solución para evitar las presiones negativas indebidas es ubicar la bomba aguas arriba de E.

De ordinario, las bombas reforzadoras se emplean cuando hay un incremento de la demanda (por ejemplo en el consumo diario pico). Se deben instalar dispositivos que automaticen la puesta en marcha y salida de la bomba reforzadora para no someter la tubería a altas presiones durante los periodos fuera de pico (periodos nocturnos) cuando la demanda se reduce bastante. Un dispositivo simple y económico para controlar la operación de una bomba reforzadora consiste en un tanque de compensación instalado en un punto apropiado del sistema cuyos niveles de agua activan el arranque y corte de la bomba de acuerdo con la demanda.

Las estaciones de bombeo para el suministro de agua desde bocatomas de ríos o pozos subterráneos se diseñan para descargar durante un periodo continuo de 20-22 h al día. También se pueden necesitar bombas reforzadoras en instalaciones de almacenamiento.

Es aconsejable instalar más de una bomba para que el mantenimiento pueda efectuarse sin interrumpir el suministro. A menudo, en una estación de bombeo de suministro de agua se instalan varias bombas con diferentes capacidades y las unidades entran y salen de funcionamiento según lo dictaminen las variaciones de la demanda. Si se necesita una capacidad de suministro muy refinada, se deben utilizar motores de velocidad variable (más costosos).

Las bombas de aguas residuales también deben diseñarse para que puedan bombear los caudales picos cuando ocurran en las alcantarillas, con una retención máxima de 12 h. En caso contrario, las aguas residuales pueden volverse sépticas. Los



**Figura 13.13** Efecto de la bomba reforzadora en una línea de gravedad.

caudales pueden variar bastante durante el año, mes, semana o día. Se pueden considerar variaciones diarias desde cero (a medianoche) hasta seis veces el caudal en el periodo seco, CPS (dwf en inglés), en ciertos momentos del día y es preferible instalar capacidades de bombeo hasta de 6 CPS utilizando por lo menos dos o tres bombas, cada una con capacidad cercana a 2 CPS.

Las tuberías de descarga de bombeo se diseñan en general para velocidades de alrededor de  $0.9\text{--}1\text{ m s}^{-1}$  cuando el agua se suministra con una tasa constante durante el día. Se pueden duplicar durante un corto periodo de bombeo. Antes de la selección final del diámetro de la tubería, se deben realizar análisis económicos para equilibrar los costos de las tuberías de grandes diámetros y su mantenimiento, y los ahorros debidos a la reducción en las pérdidas por fricción.

Normalmente se recomienda un diámetro mínimo apropiado de 100 mm para el bombeo de aguas residuales crudas sin rejillas y velocidades de alrededor de  $0.75\text{--}2\text{ m s}^{-1}$ . Sin embargo, puede ser más económico bombear con altas velocidades (incluso entre  $3\text{--}4\text{ m s}^{-1}$ ) en alcantarillado mixto (aguas lluvias y residuales), puesto que su operación es intermitente. Las pérdidas de cabeza debidas a la fricción en el caso de flujos de lodos son mucho mayores que para los flujos de aguas claras.

Los factores multiplicadores sugeridos (Bartlett, 1978),  $F$ , para el cálculo de las pérdidas de cabeza en flujos de lodos, está dado por:

$$h_f = F\lambda(L/D)V^2/2g \quad (13.24)$$

(donde  $\lambda$  es el factor de fricción para flujos de aguas claras), y se muestran en la tabla 13.3.

Una estación de bombeo normal consiste en una subestructura por debajo del nivel del terreno con dos compartimientos (si se utiliza un cárcamo de pozo seco; figura 13.18). El techo de un pozo seco forma el piso de la superestructura de la estación de bombeo, con acceso apropiado a las unidades de bombeo. El acceso al pozo húmedo (cárcamo) normalmente se efectúa desde afuera. Los requerimientos funcionales, y las dimensiones necesarias, deben evaluarse con cuidado e incorporarse en el diseño.

**Tabla 13.3** Pérdidas de cabeza en flujos de lodos

| <i>Contenido de humedad del lodo<br/>(%)</i> | <i>Factor <math>F</math> [ecuación (13.24)]</i> |
|--|---|
| 100  | 1.00  |
| 98   | 1.25  |
| 96   | 1.75  |
| 94   | 2.75  |
| 92   | 4.75  |
| 90   | 7.00  |

*Ejemplo 13.1*

El flujo por gravedad entre un embalse de almacenamiento y un embalse de servicio debe aumentarse en 25% debido a una demanda futura inmediata. La información del flujo por gravedad es la siguiente: cabeza disponible = 100 m; longitud de la tubería = 1000 m; diámetro de la tubería = 250 mm; rugosidad de la tubería = 0.15 mm. Una bomba con una velocidad de operación de  $1450 \text{ rev min}^{-1}$  se utilizará para reforzar el caudal en la tubería existente.

1. ¿Qué tipo de bomba se recomendaría?
2. Suponiendo que la eficiencia manométrica de la bomba es de 70% y la eficiencia del motor eléctrico 90%, calcular el consumo continuo de potencia en kW.
3. ¿En qué lugar de la tubería debería instalarse la bomba?

**Solución***Flujo por gravedad*

Para la información dada,  $L = 1000 \text{ m}$ ,  $D = 0.25 \text{ m}$ ,  $k = 0.15 \text{ mm}$  y  $H = 100 \text{ m}$ , combinando las fórmulas de Darcy-Weisbach y Colebrook-White (Featherstone y Nalluri, 1995) se obtiene:

$$V = -2(2gDS_f)^{1/2} \log[k/3.7D + 2.51\nu/D(2gDS_f)^{1/2}] \quad (\text{i})$$

donde  $S_f$  es el gradiente de fricción.

La primera iteración con  $S_f = 100/1000 = 0.1$  da  $V = 5.256 \text{ m s}^{-1}$ . Por tanto, las pérdidas menores,  $h_m = 1.5V^2/2g = 2.11 \text{ m}$ . De manera que el nuevo gradiente de fricción,  $S_f = (100.00 - 2.11)/1000 = 0.0979$ .

Una mejor estimación de  $V$  [a partir de la ecuación (i)] es  $5.2 \text{ m s}^{-1}$ , que arroja  $Q = 255 \text{ l s}^{-1}$ . El flujo reforzado es  $1.25 \times 255 = 319 \text{ l s}^{-1}$ .

La ecuación (i) proporciona (por iteración) la pérdida de cabeza correspondiente  $S_f L = 153 \text{ m}$ . En consecuencia, la cabeza total necesaria para obtenerse  $319 \text{ l s}^{-1} = 153 + 1.5V^2/2g = 156.23 \text{ m}$ . Así, el incremento de la cabeza necesaria para el nuevo caudal es  $56.23 \text{ m}$ . Esta cabeza debe ser suministrada por la bomba y entonces su potencia,  $\rho g Q H$  es  $9.81 \times 0.319 \times 56.23 = 176 \text{ kW}$ .

Por tanto, la potencia de entrada = potencia de salida/eficiencia global =  $176/0.9 \times 0.7 = 280 \text{ kW}$ .

*Tipo de bomba*

La velocidad específica,  $N_s = NQ^{1/2}/H^{3/4} = 1450(319)^{1/2}/(56.23)^{3/4} = 1261$ . Se recomienda una bomba de tipo flujo radial (velocidad media) (tabla 13.2).

*Localización de la bomba*

La bomba debe localizarse de tal manera que la presión de succión a la entrada sea cero. El incremento del gradiente de fricción para obtener  $319 \text{ l s}^{-1} = 156.23/1000 = 0.15623$ . La cabeza de gravedad disponible de  $100 \text{ m}$  se pierde en una longitud  $L$ , más allá de la

cual la bomba suministra la cabeza adicional requerida. Por tanto,  $L = 100/0.156\ 23 = 640\text{ m}$ . De ahí que la bomba deba localizarse a una distancia de 640 m o menos desde la bocatoma del embalse de almacenamiento.

*Ejemplo 13.2*

Se deben instalar dos bombas idénticas en una estación de bombeo. Una de ellas se utiliza principalmente como auxiliar, pero debido al incremento de los requerimientos futuros de caudal se propone tenerla también en una operación continua. Las siguientes son las características del sistema de bomba y tubería:

|                              |    |     |     |      |
|------------------------------|----|-----|-----|------|
| Características de la bomba: |    |     |     |      |
| caudal ( $\text{l/s}^{-1}$ ) | 0  | 20  | 40  | 60   |
| cabeza (m)                   | 50 | 45  | 33  | 19   |
| eficiencia (%)               | –  | 65  | 69  | 40   |
| Características del sistema  |    |     |     |      |
| pérdidas de cabeza (m)       | –  | 1.0 | 4.0 | 10.0 |

La cabeza estática es 20 m.

1. Determinar el flujo máximo actual.
2. Investigar la relativa conveniencia de instalar las dos bombas en serie y en paralelo para incrementar el flujo. Justificar la selección.

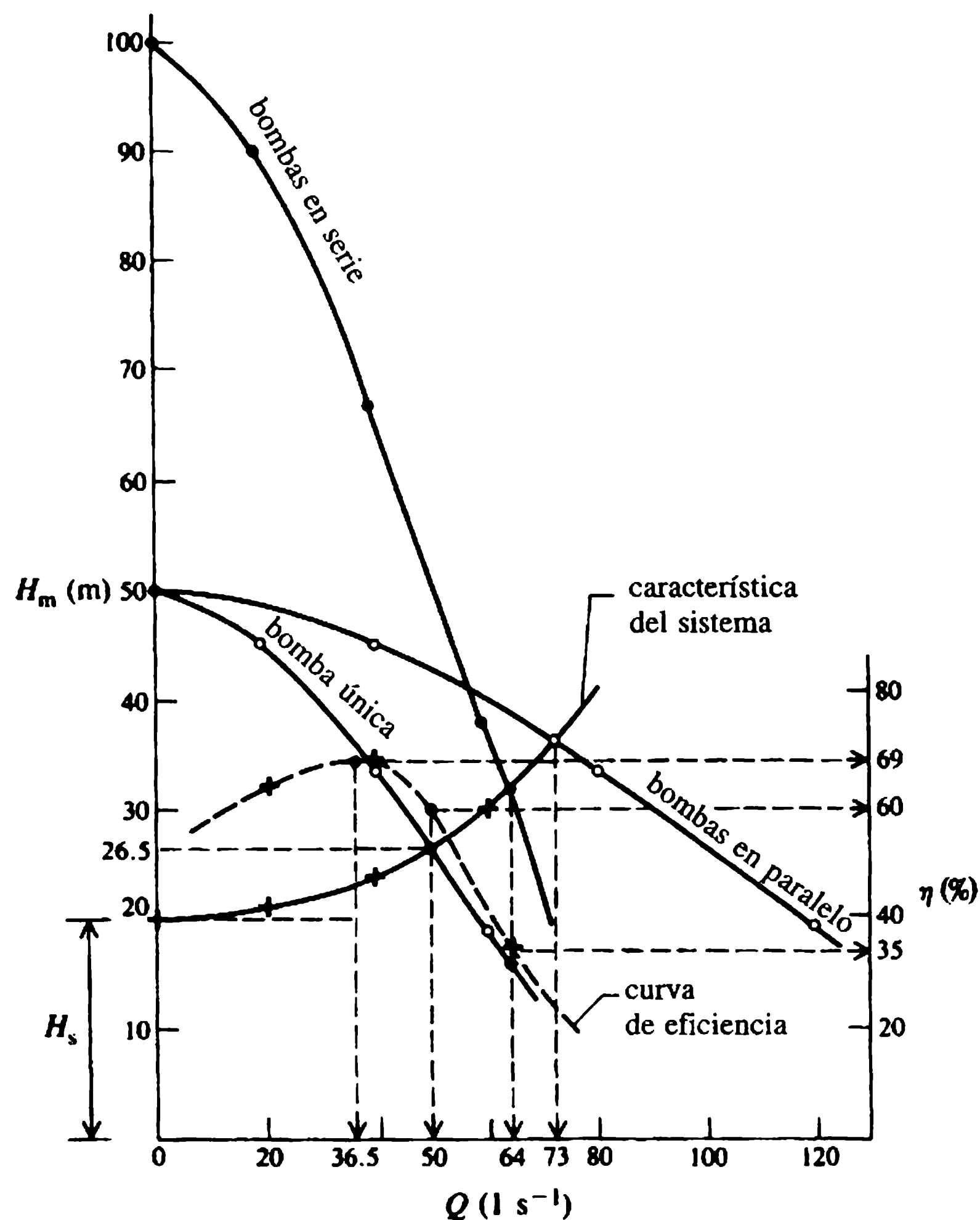
**Solución**

Las gráficas de las curvas características de bomba y tubería con una bomba en operación y dos bombas operando en serie y en paralelo, se muestran en la figura 13.14.

1. El flujo máximo actual es  $50\text{ l s}^{-1}$ , y la bomba funciona contra una cabeza de 26.5 m y una eficiencia de 60%.
2. *Dos bombas en paralelo.* Las características de la bomba para la operación en paralelo son las siguientes:

|                              |    |    |    |     |
|------------------------------|----|----|----|-----|
| Caudal ( $\text{l/s}^{-1}$ ) | 0  | 40 | 80 | 120 |
| Cabeza (m)                   | 50 | 45 | 33 | 19  |

El caudal total es  $73\text{ l s}^{-1}$  con una cabeza de 36 m. Por tanto, el caudal por bomba es  $73/2 = 36.5\text{ l s}^{-1}$  y la eficiencia correspondiente es 69%. De modo que la potencia de entrada por bomba (cuando opera en paralelo) es  $9.81 \times 0.0365 \times 36/0.69 = 18.68\text{ kW}$ . Por consiguiente, el consumo total de potencia =  $2 \times 18.68 = 37.36\text{ kW}$ .



**Figura 13.14** Características del sistema de bomba y tubería.

3. *Dos bombas en serie.* Las características de las bombas para una operación en serie son las siguientes:

|                       |     |    |    |    |
|-----------------------|-----|----|----|----|
| Caudal ( $l/s^{-1}$ ) | 0   | 20 | 40 | 60 |
| Cabeza (m)            | 100 | 90 | 66 | 38 |

El caudal es  $64 \text{ l s}^{-1}$  de una cabeza total de 31.5 m. De manera que la cabeza por bomba es  $31.5/2 = 15.75 \text{ m}$ . La eficiencia correspondiente es 35%. Por tanto, el consumo de potencia total para la operación en serie es  $2 \times 9.81 \times 0.064 \times 15.75 / 0.35 = 56.5 \text{ kW}$ .

Las dos bombas en paralelo suministran  $73 \text{ l s}^{-1}$  ( $> Q$  en serie) con una cabeza de 36 m ( $> H$  en serie) y un consumo de potencia de 37.36 kW ( $<$  potencia en serie). En conclusión, el sistema paralelo es la mejor opción para incrementar el flujo.

Ejemplo 13.3

El agua de una abstracción de un pozo en un acuífero confinado se bombea al nivel del terreno mediante una bomba de pozo subterráneo sumergible; una bomba reforzadora en línea envía el agua a un embalse que está a un nivel de 20 m por encima del terreno en el sitio del pozo. Las tuberías del sistema tienen las siguientes características:

|   |      |      |      |      |       |
|---|------|------|------|------|-------|
| Características del sistema:            |      |      |      |      |       |
| caudal (l/s <sup>-1</sup> )             | 20   | 30   | 40   | 50   | 60    |
| pérdidas de cabeza (m)                  | 1.38 | 3.14 | 5.54 | 8.56 | 12.21 |
| Caudal de la bomba (l s <sup>-1</sup> ) | 0    | 10   | 20   | 30   | 40    |
| Cabeza de la bomba del pozo (m)         | 10.0 | 9.6  | 8.7  | 7.4  | 5.6   |
| Cabeza de la bomba reforzadora (m)      | 22.0 | 21.5 | 20.4 | 19.0 | 17.4  |

La información del acuífero y el pozo es la siguiente: coeficiente de permeabilidad del acuífero,  $K = 50$  m por día; espesor del acuífero,  $b = 20$  m; radio del pozo,  $r_w = 0.15$  m.

Una prueba de bombeo sugiere que el abatimiento fue de 3 m para una tasa de abstracción de  $30 \text{ l s}^{-1}$ . El nivel freático está 2 m por debajo del nivel del terreno. El abatimiento es el siguiente:

$$z_w = (Q/2\pi Kb) \ln(R_0/r_w) \tag{ii}$$

donde  $Q$  es la tasa de abstracción en  $\text{m}^3$  por día y  $R_0$  es el radio de influencia del pozo, que se puede suponer se relaciona linealmente con la tasa de abstracción.

Determinar el caudal máximo que la combinación de bombas enviará al embalse.

Solución

Con referencia a la figura 13.15 y a la ecuación (ii), los resultados de las pruebas de bombeo arrojan:

$$R_0 = 215 \text{ m} \text{ o } R_0/Q = 7.15. \tag{iii}$$

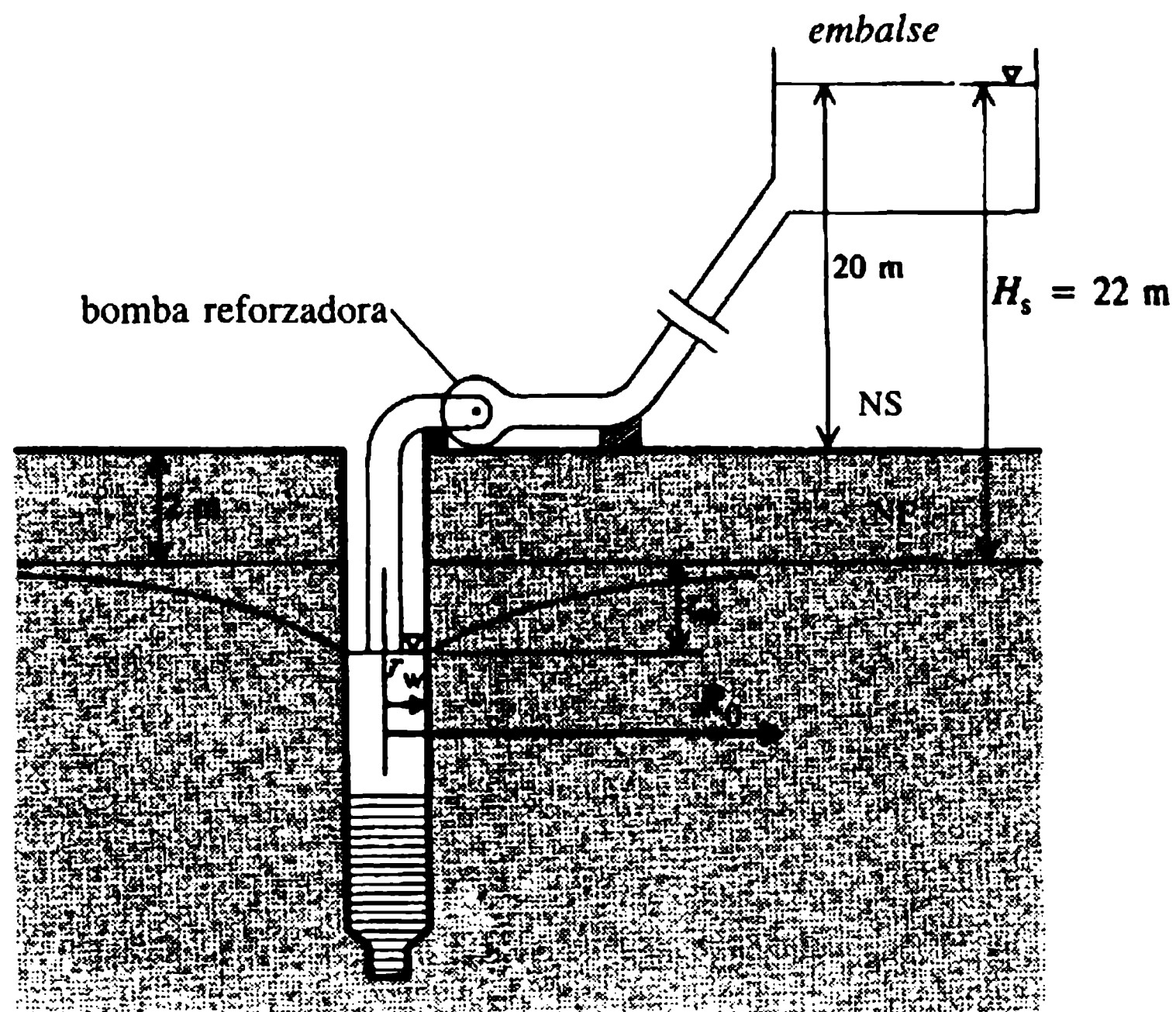
|  |       |       |       |       |       |
|--|-------|-------|-------|-------|-------|
| $Q \text{ (l s}^{-1}\text{)}$            | 20    | 30    | 40    | 50    | 60    |
| $R_0 \text{ (m)}$ [de la ecuación (iii)] | 143   | 215   | 286   | 357   | 427   |
| $z_w \text{ (m)}$ [de la ecuación (ii)]  | 1.88  | 3.0   | 4.15  | 5.35  | 6.57  |
| Pérdidas del sistema (m)                 | 1.38  | 3.14  | 5.54  | 8.56  | 12.21 |
| Cabeza estática (m) (20+2)               | 22.00 | 22.00 | 22.00 | 22.00 | 22.00 |
| Cabeza total del sistema (m)             | 25.26 | 28.14 | 31.69 | 35.91 | 40.78 |

Para operación de las bombas en serie,

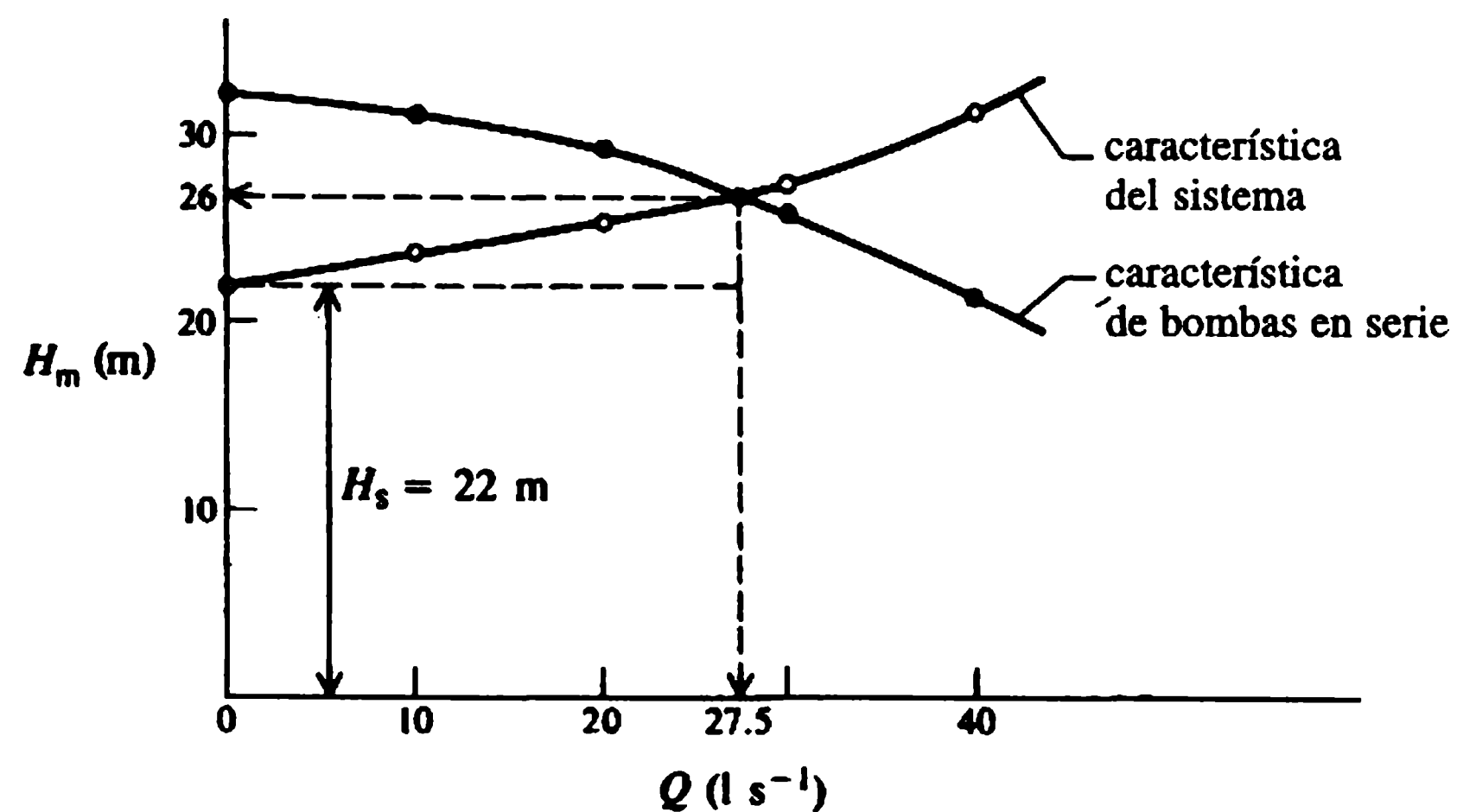
|                               |      |      |      |      |      |
|-------------------------------|------|------|------|------|------|
| $Q \text{ (l s}^{-1}\text{)}$ | 0    | 10   | 20   | 30   | 40   |
| Cabeza (m)                    | 32.0 | 31.1 | 29.1 | 26.4 | 23.0 |



Las curvas características del sistema de bomba y tubería (figura 13.16) muestran que la combinación de bombas suministra un caudal de  $27.5 \text{ l s}^{-1}$ , operando en contra de una cabeza total de 26 m.



**Figura 13.15** Esquema de la instalación del bombeo del pozo.



**Figura 13.16** Características del sistema de bomba y tubería.

### Ejemplo 13.4

Una planta de bombeo conduce  $1.3 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  de agua a un embalse que tiene un nivel de agua de 75 m por encima de la planta y de la cámara de aire. La longitud de la línea de suministro de la cámara de aire al embalse es de 1500 m, su diámetro 800 mm y el coeficiente de fricción de 0.019. Suponiendo un coeficiente de pérdida de cabeza del flujo hacia la cámara,  $K_s = 0.3$ , calcular el volumen mínimo

necesario de una cámara de aire requerida para la protección de la planta si la sobrelevación de la cabeza máxima permitida en la bomba es 40% de la cabeza de bombeo. La celeridad de la onda de presión puede suponerse con un valor de  $1,000 \text{ m s}^{-1}$ . Comparar los resultados con los obtenidos a partir del método simplificado de solución apropiado.

### Solución

La información dada es,  $a = 1000 \text{ m s}^{-1}$ ,  $\lambda = 0.019$ ,  $L = 1500 \text{ m}$  y  $Q = 1.3 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . La velocidad de flujo permanente,  $v_0 = Q/A = 1.3/0.503 = 2.59 \text{ m s}^{-1}$ . La pérdida de cabeza  $H_f = \lambda L v_0^2 / 2gD = 12 \text{ m}$ . Por tanto,  $H_0 = 75 + 12 + 10 = 97 \text{ m}$  (en unidades absolutas).  $(H_{\text{máx}} - H_0)/H_0 < 0.4$  (dado), entonces:

$$2\rho' = av_0/gH_0 = 2.7 \quad [\text{ecuación (13.21)}].$$

A partir del diagrama de diseño (figura 13.12),  $2V_0a/Q_0L \approx 20$ , lo que da  $V_0 \approx 20 \text{ m}^3$ . Con base en la ley de los gases adiabáticos se tiene que:

$$V_{\text{máx}} = V_0(H_0/H_{\text{mín}})^{1/1.2}. \quad (\text{iv})$$

De acuerdo con el diagrama de diseño (figura 13.12)  $(H_0 - H_{\text{mín}})/H_0 \approx 0.37$ , por tanto,  $H_{\text{mín}} = 97 - 0.37 \times 97 = 61 \text{ m}$ , y de la ecuación (iv),  $V_{\text{máx}} = 29.6 \approx 30 \text{ m}^3$ . Por consiguiente, el volumen mínimo de la cámara  $> 30 \text{ m}^3$ .

La solución simplificada (sin pérdidas; ley de gases isotérmicos) se presenta a continuación.  $H_{\text{máx}} = 1.4H_0 = 1.4(75 + 10) = 119 \text{ m}$  (unidades absolutas). De acuerdo con la ecuación (13.19),

$$H_{\text{máx}} - H_0 = Q_0(LH_0/gAV_0)^{1/2}$$

lo que da  $V_0 \approx 38 \text{ m}^3$ , y

$$H_{\text{mín}} = H_0 - Q_0(LH_0/gAV_0)^{1/2}$$

$$= 85 - 34 = 51 \text{ m}^3.$$

En consecuencia,  $V_{\text{máx}} = H_0V_0/H_{\text{máx}}$  (isotérmico) =  $63 \text{ m}^3$ , y el volumen mínimo  $> 63 \text{ m}^3$ .

- Anderson, H.H. (1994) Liquid pumps, in *Kemp's Engineers Yearbook* (ed. C. Sharpe), Vol. 1, Benn, Tonbridge, Chapter F7.
- Bartlett, R.E. (1978) *Pumping Stations for Water and Sewage*, Applied Science, London.
- BS (1987) *Sewerage*, CP 8005, British Standards Publications, London.
- Davis, C.V. and Sorensen, K.E. (1969) *Handbook of Applied Hydraulics*, 3rd edn, McGraw-Hill, New York.
- Featherstone, R.E. and Nalluri, C. (1995) *Civil Engineering Hydraulics*, 3rd edn, Blackwell Scientific, Oxford.

### Referencias

- Jaeger, C. (1957) *Engineering Fluid Mechanics*, Blackie, London.
- Knauss, J. (ed.) (1987) *Swirling Flow Problems at Intakes*, IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Vol. 1, Balkema, Rotterdam.
- Novak, P. (1983) *Waterhammer and Surge Tanks*, 3rd revised edn, International Institute for Hydraulic and Environmental Engineering, Delft.
- Prosser, M.J. (1977) *The Hydraulic Design of Pump Sumps and Intakes*, BHRA Fluid Engineering and CIRIA, Cranfield.
- Prosser, M.J. (1992) *Design of Low-lift Pumping Station*, CIRIA Report 121, Construction Industry Research and Information Association, London.
- Twort, A.C., Law, M.F. and Crowley, F.W. (1985) *Water Supply*, 3rd edn, Edward Arnold, London.
- Wislicenus, G.F. (1965) *Fluid Mechanics of Turbomachinery*, Vols 1 and 2, Dover Publications, London.

# Ingeniería de costas 14

La ingeniería de costas abarca una variedad de problemas de importancia práctica, por ejemplo, la instalación de puertos, el diseño de disposición de efluentes en el mar, el diseño y construcción de obras para proteger las áreas costeras de inundaciones, la defensa de las costas contra la erosión, la prevención de la sedimentación en los puertos, etc. Una estructura costera no sólo debe satisfacer las funciones para las que se proyecta, sino que también debe resistir estructuralmente al ambiente hostil. La mayoría de los problemas costeros son difíciles de abordar debido a la complejidad de los procesos involucrados. Una solución a un problema bien puede ser la causa de otros y, por tanto, se debe prestar particular atención a la interacción entre los diversos elementos que determinan el régimen costero. A través de los años se han racionalizado los diseños con la ayuda de estudios de laboratorio, métodos teóricos y observaciones de campo.

## 14.1 Introducción

La característica más sobresaliente del mar son las oscilaciones de la superficie del agua. La naturaleza de estas oscilaciones depende de la manera como han sido generadas, las más importantes son las olas generadas por el viento que tienen un periodo de relativa brevedad. El muy lento ascenso y descenso del nivel del agua se debe a las mareas astronómicas producidas por el campo gravitacional en la presencia de la rotación de la tierra, la luna y el sol. La escala de tiempo para las oscilaciones de la marea es mucho más grande que la de las ondas generadas por el viento. En Estados Unidos, la National Oceanic and Atmospheric Administration (Administración Nacional Oceánica y Atmosférica) hace las predicciones de las mareas; en el Reino Unido, Admiralty Tide Tables (Tablas de Mareas del Almirantazgo) proporcionan una información amplia sobre las mareas astronómicas en las costas.

Los niveles del agua del mar ascienden bastante debido a los fuertes vientos en tierra y a la succión ocasionada por presiones atmosféricas bajas. Además de generar olas, el esfuerzo cortante del viento hace que la superficie del agua tome una pendiente, de modo que genera un oleaje de tormenta que es afectado además por la topografía del litoral.

El diseño de estructuras debe tener en cuenta la predicción astronómica de los niveles de mareas, a los que se debe añadir el oleaje. El *Shore Protection Manual* (*Manual de protección de costas*) SPM, del Ejército de Estados Unidos (1983), presenta un método para la determinación del oleaje basado en el esfuerzo cortante del viento. El nivel del agua en reposo, NAR (SWL, en inglés), es el nivel del agua

medio en torno al cual se presentan las oscilaciones de la superficie debido a las olas de periodos cortos. El NAR depende de las condiciones de la marea y del viento.

De forma alternativa, las observaciones hechas a lo largo de la costa durante un periodo de tiempo pueden constituir una base útil para el análisis estadístico de la frecuencia de ocurrencia de diferentes elevaciones. A partir de esta información es posible seleccionar el nivel del agua en reposo correspondiente a cierta frecuencia de ocurrencia (Will, Willis y Smith, 1985).

Pueden existir perturbaciones en la superficie libre del agua que también sean causadas por *seiches*, *tsunamis* y oscilaciones de dársena. Los *seiches* son fluctuaciones de escala temporal corta que no son de marea, producidas por una ráfaga repentina de viento. Los *tsunamis* son olas inusualmente grandes causadas por sismos submarinos. Las oscilaciones de dársenas que ocurren entre los puertos y estuarios se analizan en la sección 14.7. Los *seiches* y *tsunamis* pueden ocasionar inundaciones en las regiones costeras, ocasionando daños materiales y pérdidas de vidas.

Las corrientes litorales se pueden generar por diferencias de densidad en los mares, esfuerzos en los vientos, flujo de mareas, ríos que entran al mar y olas. Las corrientes producidas por el rompimiento de las olas son muy importantes en lo que tiene que ver con el transporte de sedimentos a lo largo de las playas. Las corrientes causadas por la mareas alta y la marea baja y por los esfuerzos del viento, en particular en aguas poco profundas, pueden producir emisión de vórtices en la estela de estructuras sumergidas. En condiciones desfavorables, se pueden producir vibraciones inducidas por el flujo que conducen en últimas a la falla estructural. El diseño de estructuras costeras debe, por tanto, no sólo tener en cuenta las fuerzas permanentes que se ejercen sobre ellas debido a las corrientes, sino también considerar la protección de las posibles vibraciones estructurales inducidas por el flujo.

El proceso hidráulico más importante en la ingeniería de costas es el movimiento de ondas; la comprensión de dicho movimiento y de su interacción con las estructuras es fundamental en el diseño de las estructuras costeras.

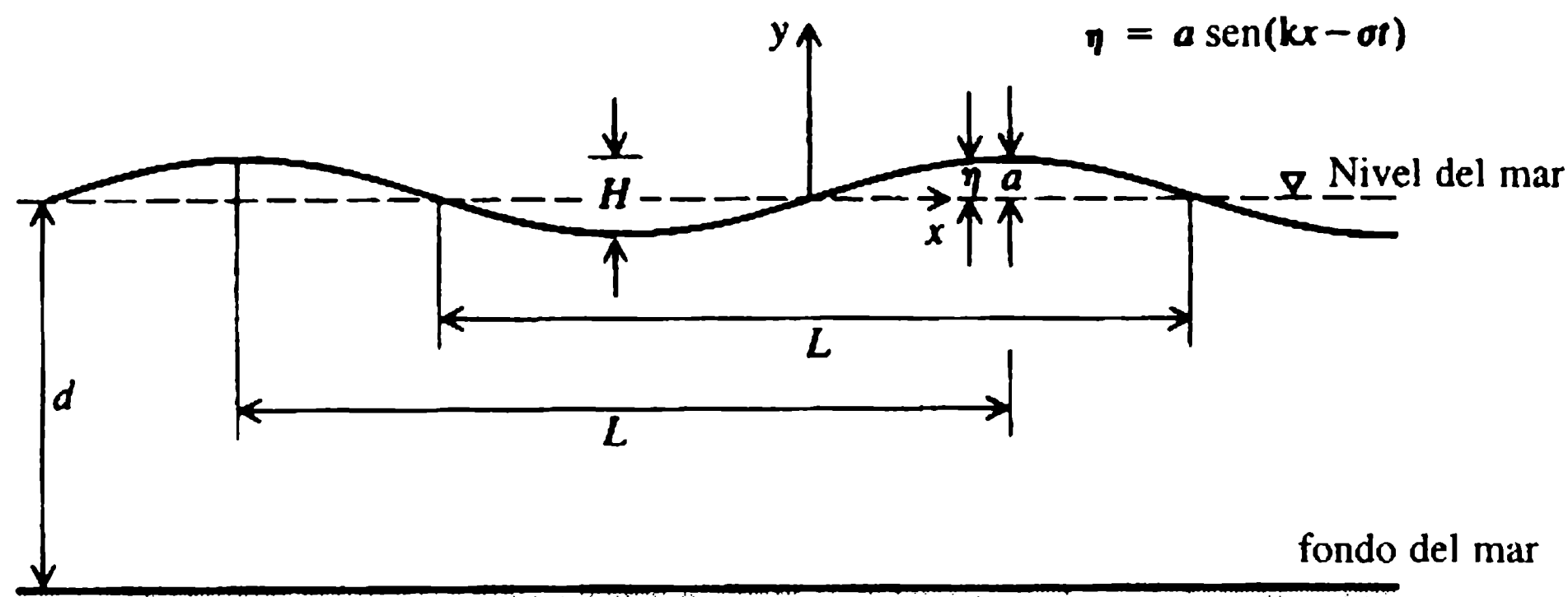
## 4.2 Movimiento de ondas

### 14.2.1 SOLUCIÓN PARA EL POTENCIAL DE VELOCIDADES

Las ondas de viento generadas en los océanos son aleatorias y de crestas cortas. Aunque en su gran mayoría, las teorías de ondas se han desarrollado para ondas periódicas de crestas largas, éstas se han aplicado con resultados satisfactorios a ondas fuera de las áreas de generación.

Las ondas periódicas son aquellas en que una fase, por ejemplo la cresta, es apreciada por un observador estacionario a intervalos de tiempo iguales  $T$ , llamados periodo de la onda. Una onda sinusoidal y algunas de sus propiedades se muestran en la figura 14.1. La distancia vertical entre la cresta y el seno es la altura de la onda,  $H$ , que es el doble de su amplitud,  $a$ . La longitud de onda,  $L$ , es la distancia horizontal entre crestas. La velocidad de fase, o celeridad, de una onda,  $c$ , es:

$$c=L/T \quad (14.1)$$



**Figura 14.1** Esquema de definición para una onda sinusoidal.

La inclinación de la onda es  $H/L$ . Si la altura de una onda es bastante pequeña comparada con su longitud de onda y con la profundidad del agua, las ecuaciones gobernantes son lineales y la forma de la onda se denomina en general onda lineal o de Airy. En la figura 14.2, se presentan algunas otras ondas que el ingeniero de costas puede considerar como mejores aproximaciones de ondas costeras, las cuales son no lineales y ocurren para grandes alturas de onda. Es usual, en la teoría no lineal clasificar las ondas de acuerdo con la relación entre la longitud de onda y la profundidad del agua. En aguas profundas o para ondas cortas, se presenta una onda de altura finita conocida como onda de Stokes [figura 14.2(a)]. En aguas poco profundas o para ondas largas, está la aproximación de la teoría de ondas cnoidales. Tanto las ondas de Stokes como las cnoidales [figura 14.2(b)] son asimétricas con respecto al nivel del agua en reposo y tienen crestas agudas y senos alargados. Una

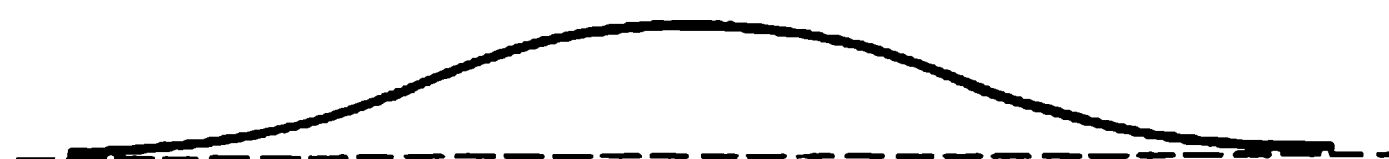
**(a) onda de Stokes: amplitud finita en aguas profundas**



**(b) onda cnoidal: amplitud finita en aguas poco profundas.**



**(c) onda solitaria: amplitud finita en aguas poco profundas.**



**Figura 14.2** Algunas ondas no lineales.



onda solitaria caracterizada por una prominencia simple por encima del agua en reposo, que se mueve en aguas poco profundas, se muestra en la figura 14.2(c). La teoría de onda lineal se usa con amplitud en aplicaciones de ingeniería debido a su simplicidad, pero, en casos donde se requiere una mejor evaluación de las propiedades de las ondas, se tienen que aplicar complejas teorías de ondas no lineales. Sin embargo, si las ondas no son grandes con respecto a la profundidad, o no son suficientemente empujadas como para romperse, la teoría lineal es suficientemente precisa.

Las ondas bajas también tienen crestas largas y el movimiento del fluido es bidimensional. Dado que las ondas pueden viajar a lo largo de grandes distancias sin una disminución significativa de energía, se puede suponer que el movimiento de las ondas es irrotacional. Entonces, en el análisis de las ondas lineales, el estudio del movimiento de onda utiliza la teoría de los fluidos no viscosos.

La ecuación de continuidad para un flujo incompresible es:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (14.2)$$

donde  $u$  es la velocidad horizontal,  $v$  es la velocidad vertical y  $x, y$  son los ejes de coordenadas, como se muestra en la figura 14.1. Nótese que el eje  $y$  es positivo hacia arriba del nivel de las aguas en reposo. Un potencial de velocidad  $\phi$ , se define como:

$$u = \partial\phi/\partial x, \quad v = \partial\phi/\partial y. \quad (14.3)$$

después de sustituir  $u$  y  $v$  de la ecuación (14.3), la ecuación (14.2) arroja:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0. \quad (14.4)$$

La ecuación (14.4) es la ecuación de Laplace para el potencial de velocidad. La ventaja de introducir el potencial radica en que  $\phi$  es la única propiedad del campo que se debe determinar (en lugar de las dos velocidades); la desventaja es una ecuación diferencial parcial de segundo orden.

La ecuación de Bernoulli para flujo no permanente, que expresa la conservación de energía, puede escribirse como:

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{u^2 + v^2}{2} + \frac{p}{\rho} + gy = 0 \quad (14.5)$$

donde  $p$  es la presión,  $\rho$  es la densidad del fluido,  $g$  la aceleración de la gravedad y  $t$  el tiempo. Para ondas de poca altura respecto a la longitud de onda y la profundidad, los términos del cuadrado de la velocidad en la ecuación (14.5) son sólo de segundo orden de importancia y, por tanto, pueden ignorarse. En consecuencia, la ecuación (14.5) se convierte en la ecuación:

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{p}{\rho} + gy = 0. \quad (14.6)$$

En el lecho horizontal, siendo  $d$  la profundidad del agua en el estado sin perturbación:

$$v = \frac{\partial \phi}{\partial y} \Big|_{y=-d} = 0, \quad (14.7)$$

y en la superficie libre, el componente vertical de la velocidad  $v$  debe ser tal que:

$$v = \frac{\partial \phi}{\partial y} \Big|_{y=\eta} = \frac{d\eta}{dt} \quad (14.8)$$

donde  $\eta$  es la elevación de la superficie [figura (14.1)]. En la cresta  $\eta = a$ , la amplitud. Debido al supuesto de pequeñas amplitudes, la ecuación 14.8 conduce a:

$$v = \frac{\partial \phi}{\partial y} \Big|_{y=0} = \frac{\partial \eta}{\partial t}. \quad (14.9)$$

Sólo la derivada temporal de  $\eta$  se conserva puesto que los términos convectivos son insignificantes.

En la superficie,  $y = \eta \simeq 0$ ,  $p = 0$  y de ahí la ecuación (14.6) da como resultado:

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + g\eta = 0. \quad (14.10)$$

El perfil de la onda como se muestra en la figura 14.1 está dado por:

$$\eta = a \operatorname{sen} \left[ 2\pi \left( \frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \right]. \quad (14.11a)$$

La onda se mueve a lo largo de la dirección positiva  $x$  con celeridad  $c$ ; la frecuencia de la onda,  $f$ , es  $1/T$ . Si se denominan  $2\pi/T$  como la frecuencia circular,  $\sigma$ , y  $2\pi/L$  como el número de onda  $k$ , la ecuación (14.11a) puede escribirse como:

$$\eta = a \operatorname{sen}(kx - \sigma t). \quad (14.11b)$$

Para el perfil de la onda de la ecuación (14.11b), la solución para el potencial de velocidades que satisfaga la ecuación (14.4) junto con las condiciones de frontera dadas por las ecuaciones (14.7) y (14.9) es:

$$\phi = \frac{-ac \cosh[k(y+d)]}{\sinh(kd)} \cos(kx - \sigma t). \quad (14.12)$$

#### 14.2.2 CELERIDAD DE LA ONDA

Al sustituir  $\phi$  de la ecuación (14.12) en la ecuación (14.10), se obtienen las siguientes expresiones para la celeridad de la onda:

$$c^2 = \frac{g}{k} \tanh(kd) = \frac{gL}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right). \quad (14.13)$$

Las figuras 14.3 y 14.4 muestran, respectivamente, la variación de la celeridad y el periodo de una onda lineal como funciones de la longitud de onda y la profundidad. En aguas profundas, para las cuales  $d/L$  es grande,  $\tanh(kd)$  tiende a la unidad. De aquí que la ecuación (14.13) se aproxime a:

$$c^2 = g/k = gL/2\pi. \quad (14.14)$$

Por otra parte, para ondas en aguas poco profundas, la longitud de onda es grande con respecto a la profundidad. Por tanto, en aguas poco profundas, para las cuales  $\tanh(kd) \rightarrow kd$ , la celeridad de la onda está dada por:

$$c^2 = gd. \quad (14.15)$$

En aguas profundas, cuanto más larga sea la onda, más grande es la celeridad; este fenómeno se denomina en general dispersión normal. La ecuación (14.14) es una aproximación muy cercana de la celeridad para valores de  $d/L$  mayores a 0.5. Por otra parte, en aguas poco profundas el resultado de la ecuación (14.15) es una buena aproximación para valores de  $L/d$  mayores a 20.

### 14.2.3 CINEMÁTICA DE LAS PARTÍCULAS

Las velocidades  $u$  y  $v$  se obtienen a partir de sus definiciones en términos del potencial [ecuación (14.3)]. Son:

$$u = \frac{a\sigma \cosh[k(y+d)]}{\sinh(kd)} \sin(kx - \sigma t), \quad (14.16)$$

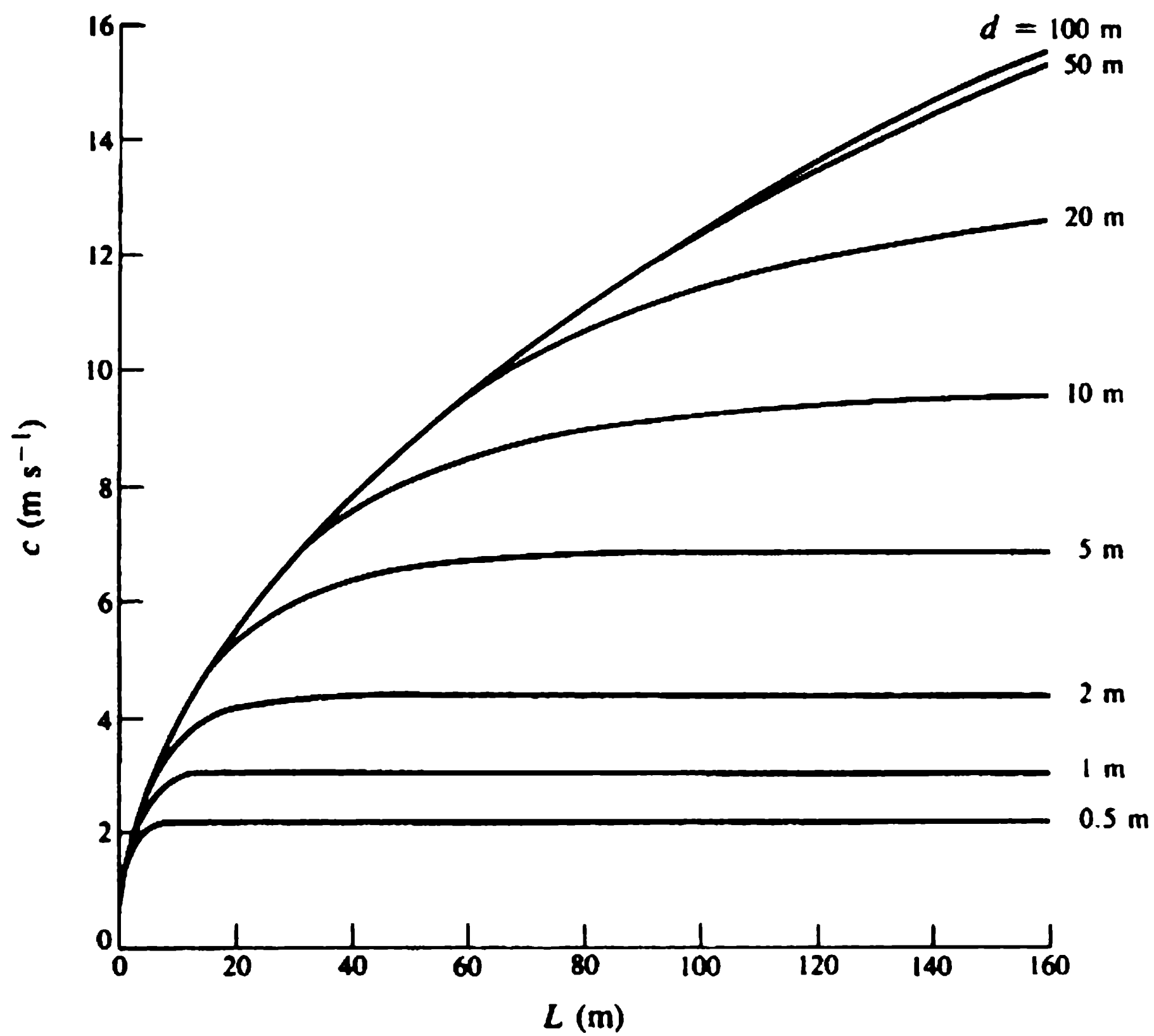
$$v = \frac{-a\sigma \sinh[k(y+d)]}{\sinh(kd)} \cos(kx - \sigma t).$$

Para la onda Airy, las partículas de fluido no se desplazan lejos de su posición media. Las coordenadas de ésta son las mismas que el punto ocupado por la partícula antes del inicio del movimiento de la onda. Los desplazamientos horizontales y verticales de la partícula desde su posición media, respectivamente,  $X$ ,  $Y$ , son:

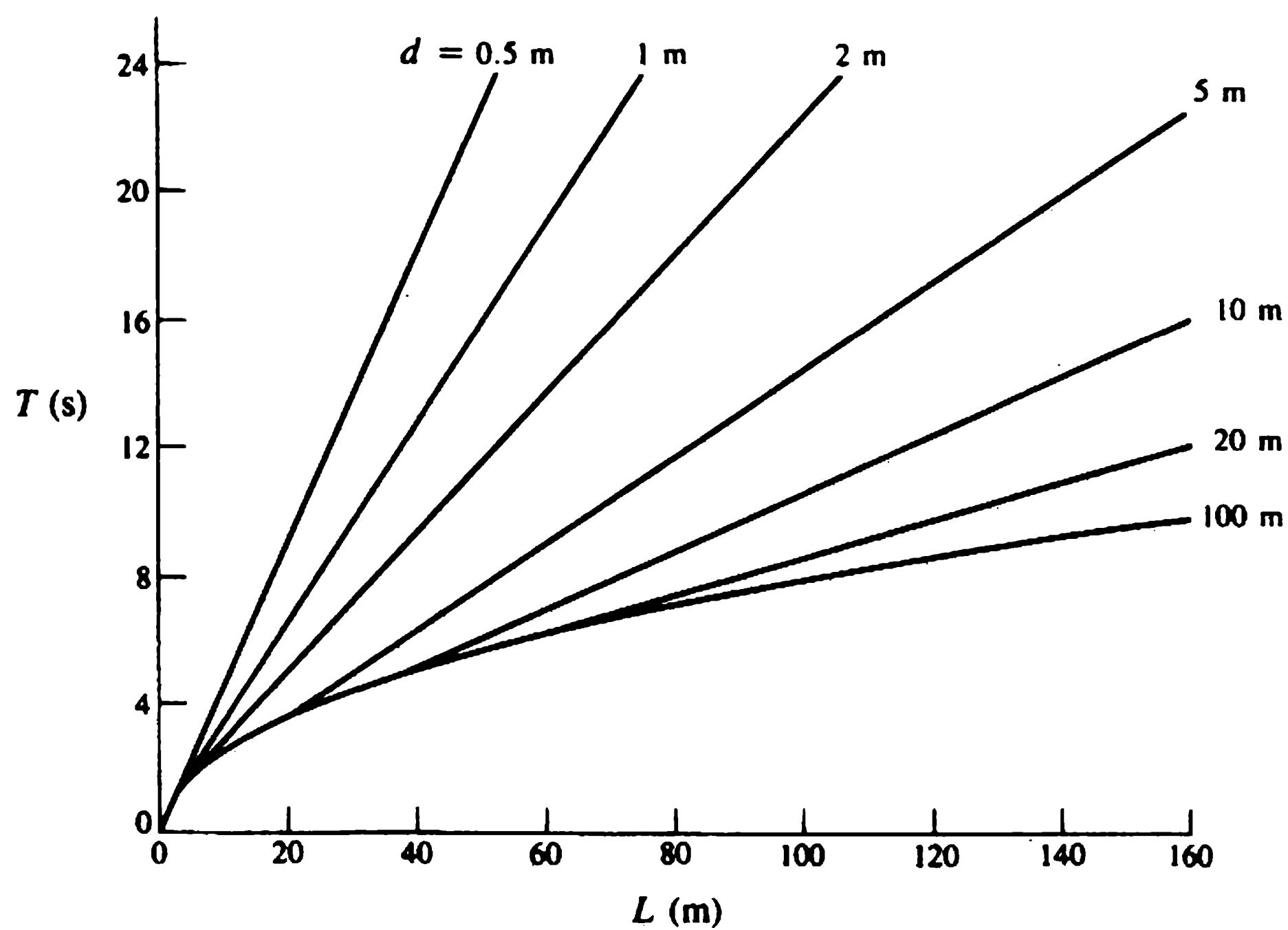
$$X = \int_0^t u \, dt, \quad Y = \int_0^t v \, dt. \quad (14.17)$$

Al sustituir las velocidades  $u$  y  $v$  de la ecuación (14.16), la variación temporal en los desplazamientos con las direcciones  $X$  y  $Y$  respectivamente son:

$$X = \frac{a \cosh[k(y+d)]}{\sinh(kd)} \cos(kx - \sigma t), \quad Y = \frac{a \sinh[k(y+d)]}{\sinh(kd)} \sin(kx - \sigma t). \quad (14.18)$$



**Figura 14.3** Celeridad de la onda como una función de la longitud de onda y la profundidad.



**Figura 14.4** Periodo de la onda como una función de la longitud de onda y la profundidad.

En las ecuaciones anteriores, la posición media de la partícula está dada por  $(x, y)$ , es decir, por sus coordenadas antes de que sea perturbada por la onda. Se puede demostrar fácilmente que, en general, las partículas representan órbitas elípticas, siendo el desplazamiento horizontal mayor que el vertical (figura 14.5). En aguas profundas, la órbita resulta circular, mientras que en aguas poco profundas las partículas tienden a moverse hacia delante y hacia atrás.

Dado que las partículas se mueven en órbitas cerradas, no hay un transporte neto de masa producido por la onda lineal. Este hecho no ocurre en las ondas no lineales mostradas en la figura 14.2.

#### 14.2.4 ENERGÍA DE LAS ONDAS

La energía cinética ( $EC$ ) en una onda se obtiene de la siguiente integración:

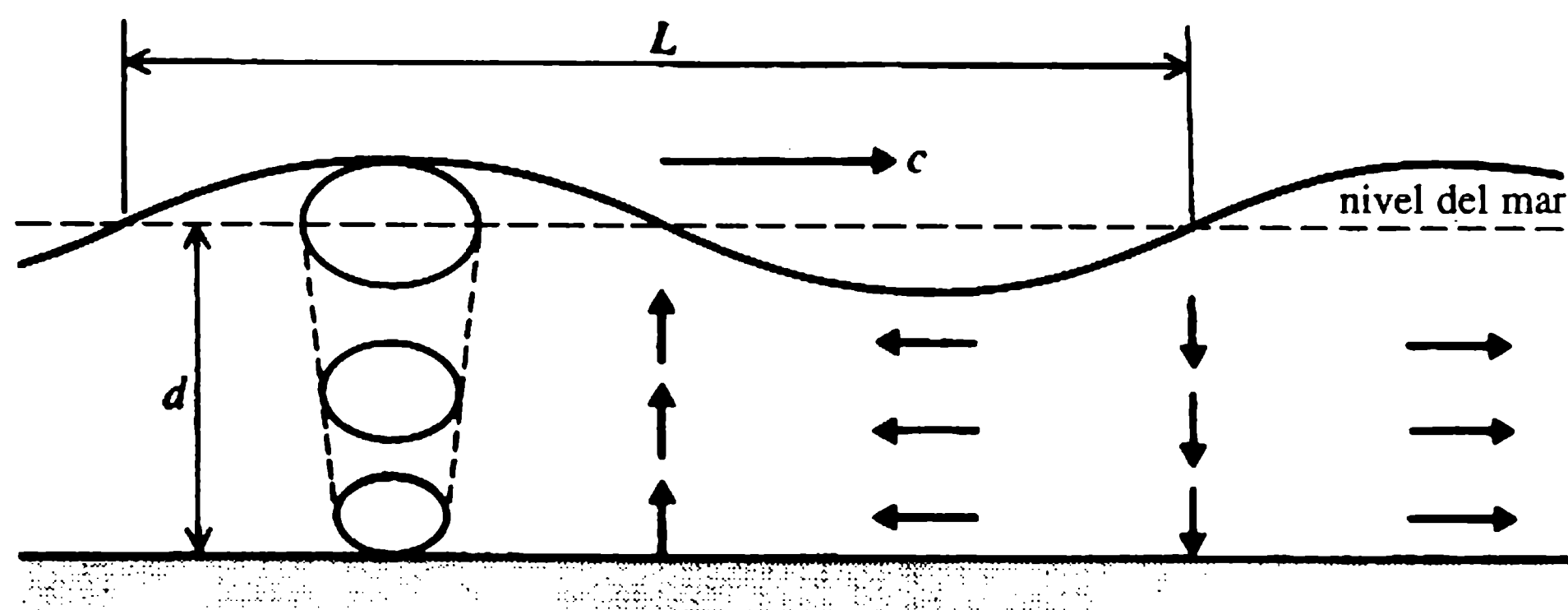
$$EC = \int_{-d}^0 \int_0^L \frac{\rho}{2} (u^2 + v^2) dx dy.$$

El integrando es la energía cinética de una partícula de volumen  $dx dy$  por unidad de longitud en un instante de tiempo. Al sustituir  $u$  y  $v$  de la ecuación (14.16) en cualquier instante, por ejemplo  $t = 0$ , y realizar la doble integración, la energía cinética es:

$$EC = \frac{1}{4} \rho g a^2 L \quad (14.19)$$

para una longitud de onda por unidad de longitud de cresta de la onda. La energía potencial ( $EP$ ) en una onda se obtiene encontrando el trabajo hecho por una onda al desplazar agua de forma vertical desde su nivel de agua en reposo. Simplemente es:

$$EP = \int_0^L \frac{1}{2} \rho g \eta^2 dx$$



**Figura 14.5** Órbitas elípticas de las partículas y direcciones de los movimientos de las partículas para varias fases.

con  $\eta$  dado por la ecuación (14.11a); la energía potencial ( $EP$ ) en una longitud de onda por unidad de longitud de cresta de onda es:

$$EP = \frac{1}{4} \rho g a^2 L. \quad (14.20)$$

La energía total en una longitud de onda por unidad de longitud paralela a la cresta es, por tanto:

$$EC + EP = \frac{1}{2} \rho g a^2 L. \quad (14.21)$$

La división igual de energía entre las energías cinética y potencial, es decir  $EP = EC$ , es un requerimiento esencial para vibraciones libres. La energía total  $E$  por unidad de área en planta por unidad de longitud paralela a la cresta es:

$$E = \frac{1}{2} \rho g a^2 \quad \text{o} \quad = \frac{1}{8} \rho g H^2. \quad (14.22)$$

#### 14.2.5 ENERGÍA RADIADA

La energía radiada,  $R$ , o flujo de energía es la razón a la cual la energía de la onda se mueve con la dirección de la propagación de la onda, y es la razón a la que el trabajo es hecho por las fuerzas de presión:  $R$  también es la potencia de la onda. Está dada por:

$$R = \int_{-d}^0 p u \, dy$$

donde  $p$  es la presión dada por la ecuación de Bernoulli linealizada (14.6) sin el término hidrostático  $gy$ . De aquí:

$$R = - \int_{-d}^0 \rho \frac{\partial \phi}{\partial t} u \, dy. \quad (14.23)$$

La integración de la ecuación anterior luego de sustituir  $u$  de la ecuación (14.16) y  $\phi$ , y por consiguiente  $\partial \phi / \partial t$  de la ecuación (14.12) da como resultado:

$$R = \frac{1}{2} \rho g a^2 \frac{c}{2} \left[ 1 + \frac{2kd}{\sinh(2kd)} \right] \quad (14.24)$$

o:

$$R = EC_g$$

donde:

$$C_g = \frac{c}{2} \left[ 1 + \frac{2kd}{\sinh(2kd)} \right]. \quad (14.25)$$



$C_g$  se denomina velocidad de grupo. A partir de la ecuación (14.25) se puede observar que en aguas profundas ( $kd \rightarrow \infty$ ) la velocidad de grupo  $C_g \rightarrow c/2$  y que en aguas poco profundas ( $kd \rightarrow 0$ ),  $C_g \rightarrow c$ .

### 4.3 Intervalo de validez de la teoría lineal

Para fines de ingeniería es importante establecer cuándo la teoría lineal deja de ser válida y es necesario aplicar teorías de ondas no lineales para aguas profundas y poco profundas, ya que se pueden subestimar las fuerzas ejercidas sobre estructuras calculadas con la teoría de ondas lineales.

Los intervalos en que las teorías lineales y no lineales son aplicables, se presentan en función de  $H/d$  y  $d/L$  (Komar, 1976). Los límites que separan una teoría de la otra se muestran en la figura 14.6. En aguas profundas, la teoría lineal es aplicable siempre y cuando la inclinación de la onda sea:

$$H/L < \frac{1}{16} \tanh(kd). \quad (14.26)$$

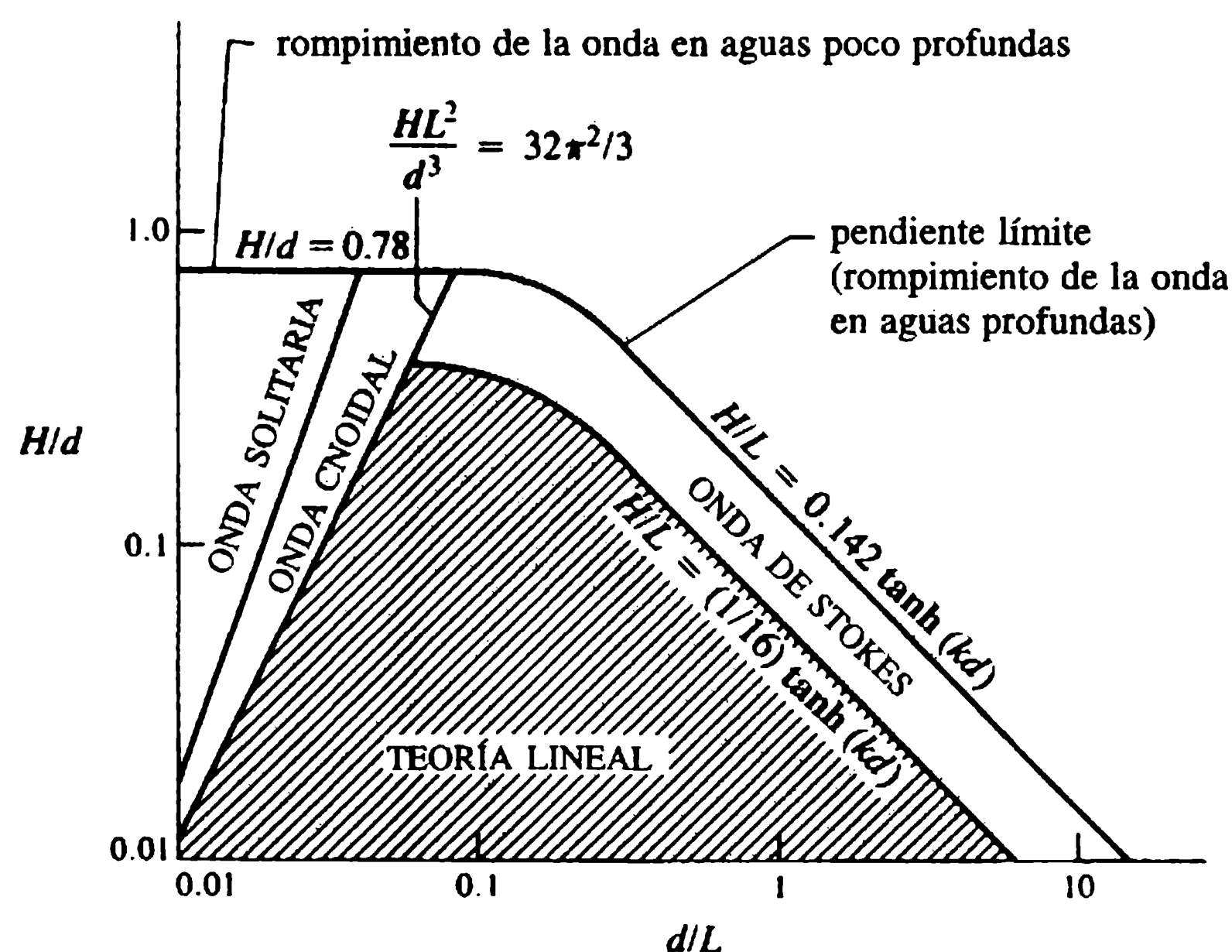
El límite superior de existencia de la onda Stokes está determinado por el rompimiento de la onda, cuyo criterio en aguas profundas es:

$$H/L = \frac{1}{7} \tanh(kd). \quad (14.27)$$

Entonces, la teoría no lineal de Stokes para aguas profundas es aplicable para una inclinación de ondas en el intervalo dado por las ecuaciones (14.26) y (14.27).

En aguas poco profundas, el límite de la teoría lineal está dado por (figura 14.6):

$$HL^2/d^3 = 32\pi^2/3. \quad (14.28)$$



**Figura 14.6** Regiones de validez de las teorías de ondas (Komar, 1976).

Las teorías de ondas no lineales, en particular la teoría de onda cnoidal, son complejas y difíciles de aplicar. Sin embargo, Skjelbreia y Hendrickson (1961) proporcionaron soluciones tabuladas hasta de quinto orden de ondas de Stokes, y Wiegel (1964) presentó gráficos relevantes de ondas cnoidales para aplicaciones de ingeniería. Las tablas con los resultados pertinentes de las propiedades de las ondas para un amplio intervalo de condiciones, producidas por Williams (1985) son de gran utilidad en aplicaciones.

#### **14.4 Olas que se aproximan a la costa**

Las olas generadas en aguas profundas del océano viajan por distancias considerables sin cambios de forma. A medida que se aproximan a la costa, la disminución de la profundidad comienza a tener un efecto. Las olas experimentan una reducción en su longitud y un incremento en su altura, tornándose así más empujadas a medida que viajan hacia la costa. Las olas con un ángulo de aproximación oblicuo se refractan (para que las crestas giren hasta volverse casi paralelas al litoral) antes de romperse. A medida que las olas se rompen (sección 14.5), con entrada de aire acompañante, se pierde virtualmente toda la energía y se establece un chapoteo (la arremetida del agua contra la playa seguida por un alejamiento de la misma). Cuando la línea de rompimiento forma un ángulo con la playa, se establecen corrientes paralelas a ésta, conocidas como corrientes litorales. El chapoteo y las corrientes litorales son causas importantes del movimiento de sedimentos que moldea la línea costera.

Además de la refracción, las olas de la costa se afectarán por la reflexión (sección 14.6), la refracción y la difracción (sección 14.8) dependiendo de las características del lecho. En una playa con una pendiente suave, el comportamiento de la ola en su mayor parte está determinado por la refracción. El análisis de la refracción se realiza de ordinario utilizando la teoría lineal, a pesar de que se violen sus hipótesis básicas en la región de aguas poco profundas, donde se rompe la ola. De hecho, las olas empujadas asumen una forma no lineal de la misma manera que las ondas cnoidales, cambiando casi a olas solitarias antes de que se rompan en la playa.

El diagrama de refracción que muestra las crestas de las ondas y los rayos, dibujados en sentido ortogonal a las crestas, es de suma utilidad en la práctica de la ingeniería de costas. Por lo general, una arista en la topografía del lecho hace que converjan los rayos mientras que un valle hace que diverjan. La conservación de la energía radiada dentro de rayos adyacentes significa que para los rayos convergentes, la altura de la onda se incrementará y una estructura en la región de convergencia de los rayos puede estar sometida a fuerzas de onda potencialmente dañinas. Un estudio de la refracción de la onda también es útil en el diseño de descargas libres al mar y en la localización de una entrada al puerto.

El principio de continuidad requiere que el periodo de una onda que se aproxima a la costa debe ser el mismo en todas partes, y en el análisis de refracción se supone que la energía radiada se conserva entre dos rayos adyacentes.

Para un periodo constante de onda,  $T$ ,

$$T = L_0/c_0 = L/c = \text{constante}$$

o:

$$c/c_0 = L/L_0 \quad (14.29)$$

donde el subíndice '0' denota condiciones de aguas profundas.

A partir de las ecuaciones (14.13) y (14.14), respectivamente, para  $c$  y  $c_0$ ,

$$c^2 = c_0^2 \frac{L}{L_0} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right).$$

Después de sustituir  $L/L_0$  de la ecuación (14.29) y reordenar:

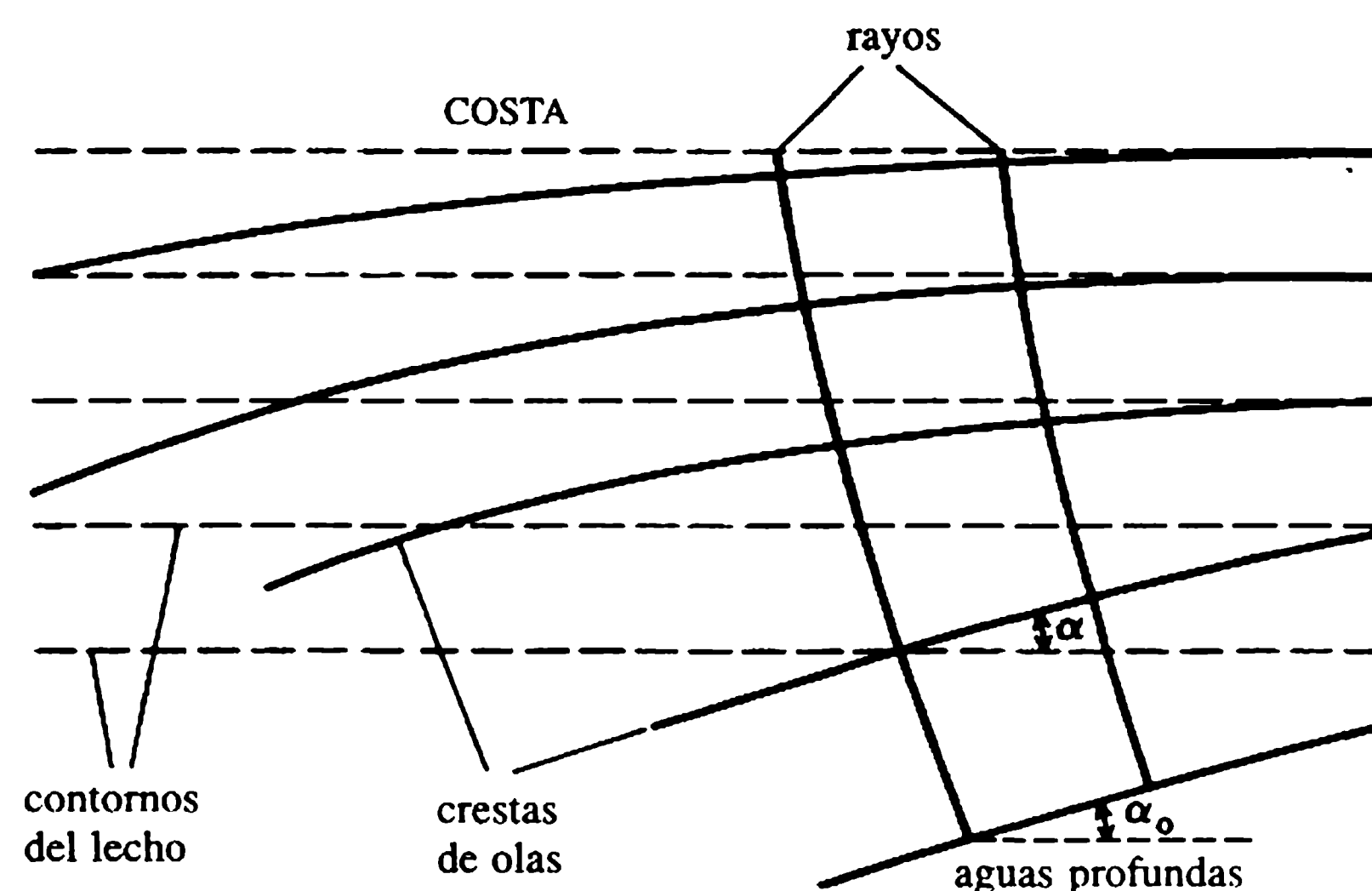
$$\frac{2\pi d}{L_0} = \frac{c}{c_0} \ln\left(\frac{1+c/c_0}{1-c/c_0}\right)^{1/2}. \quad (14.30)$$

En la figura 14.7 se muestra una onda que se aproxima a una costa con pendiente uniforme. En aguas profundas, las crestas de la ola forman un ángulo  $\alpha_0$  con los contornos del lecho. Las crestas se estiran y se balancean de manera que hacen un ángulo  $\alpha$  a medida que se aproximan a la costa, como se muestra en la figura 14.7. La celeridad  $c$  depende de la profundidad local y de la longitud de onda; es posible relacionarla con  $c_0$  aplicando la ley de refracción de Snell:

$$c/c_0 = \sin \alpha / \sin \alpha_0. \quad (14.31)$$

Si se considera una longitud de cresta  $b_0$  entre dos rayos adyacentes en aguas profundas; si la distancia normal entre los rayos escogidos localmente es  $b$ , entonces:

$$b/b_0 = \cos \alpha / \cos \alpha_0. \quad (14.32)$$



**Figura 14.7** Olas que se aproximan a la costa.

Para aguas que disminuyen gradualmente en profundidad, la ley de Snell muestra que  $\alpha < \alpha_0$ ; los rayos tienden a divergir a medida que la ola se mueve hacia la costa.  $(b_0/b)^{1/2}$  se denomina coeficiente de refracción,  $K_r$ .

Si se considera el flujo de energía,  $R$ , normal a la cresta de las olas:

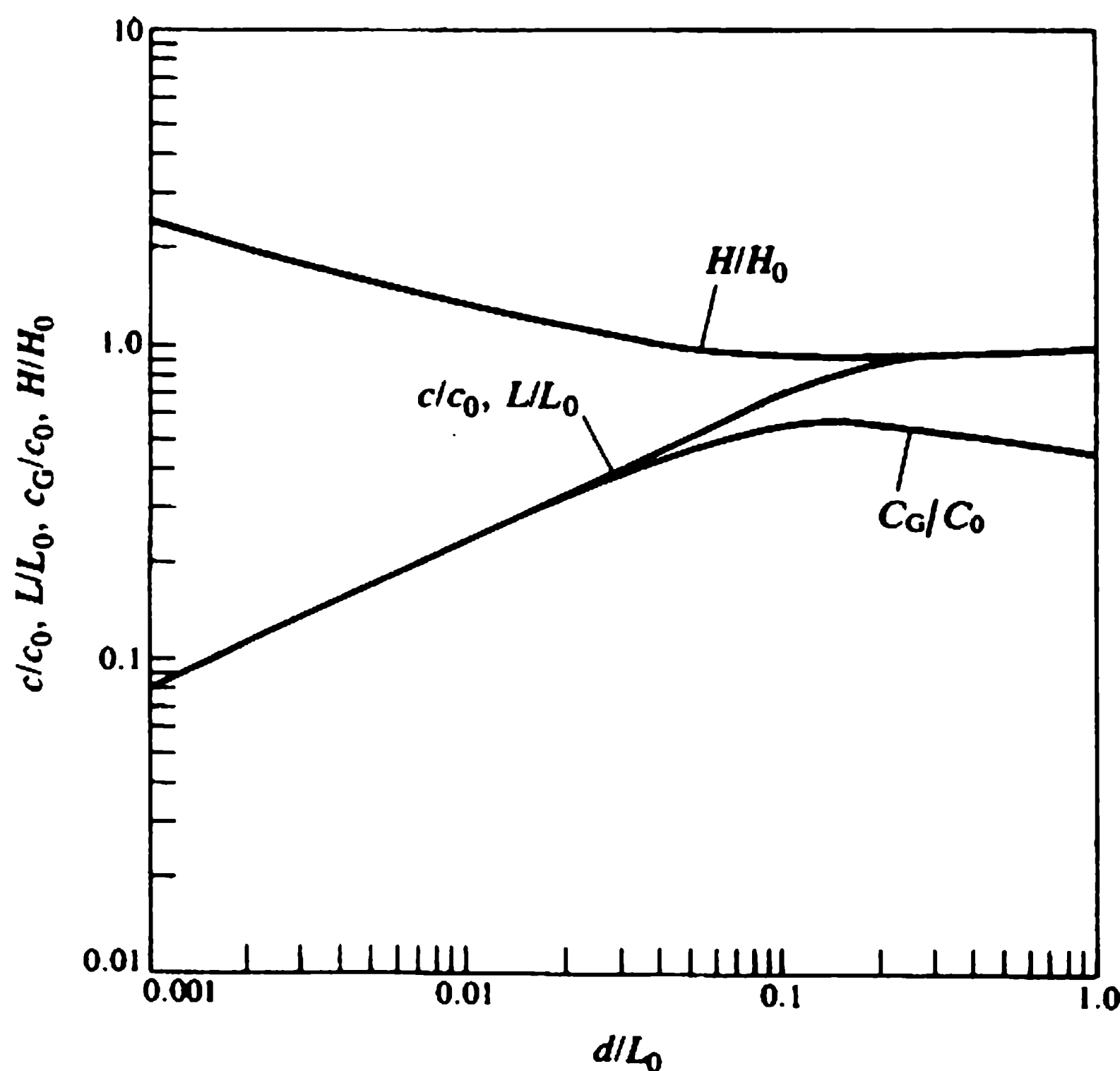
$$\frac{1}{8}\rho g H^2 b C_g = \frac{1}{8}\rho g H_0^2 b_0 C_{g0}. \quad (14.33)$$

$H$  puede expresarse como:

$$H = K_s K_r H_0 \quad (14.34)$$

donde  $K_s = (C_{g0}/C_g)^{1/2}$  es el coeficiente de vado. Para facilitar el dibujo de los patrones de refracción, se puede utilizar la figura 14.8, que muestra mediante gráficas las diversas propiedades de las olas localmente a profundidad  $d$ , expresada con respecto a las condiciones de aguas profundas.

Como la topografía del lecho puede ser bastante irregular, el enfoque numérico del diagrama de refracción involucra una determinación paso a paso del avance de las crestas de la ola. La celeridad local y la longitud de onda se toman como las de las olas de amplitudes pequeñas y largas crestas en una profundidad uniforme igual a la profundidad local. Un método de rastrear los rayos desde aguas profundas se ilustra en un ejemplo al final de este capítulo.



**Figura 14.8** Transformaciones de costa para una onda Airy.

## Rompimiento de olas

Las olas en aguas profundas se rompen cuando su inclinación  $H_0/L_0$  excede  $1/7$ . En aguas poco profundas, el perfil de la ola se aproxima al de una ola solitaria antes de que se rompa, lo cual sucede cuando:

$$H/d = 0.78. \quad (14.35)$$

El *Manual de protección de costas* (Ejército de Estados Unidos, 1983) recomienda una fórmula en unidades del Sistema Internacional para el rompimiento de olas en aguas de poca profundidad como:

$$H/d = b - aH_0/gT^2 \quad (14.36)$$

donde  $a=4.46g(1-e^{-19s})$  y  $b=1.561/(1+e^{-19.5s})$ , donde  $s$  es la pendiente de la playa.

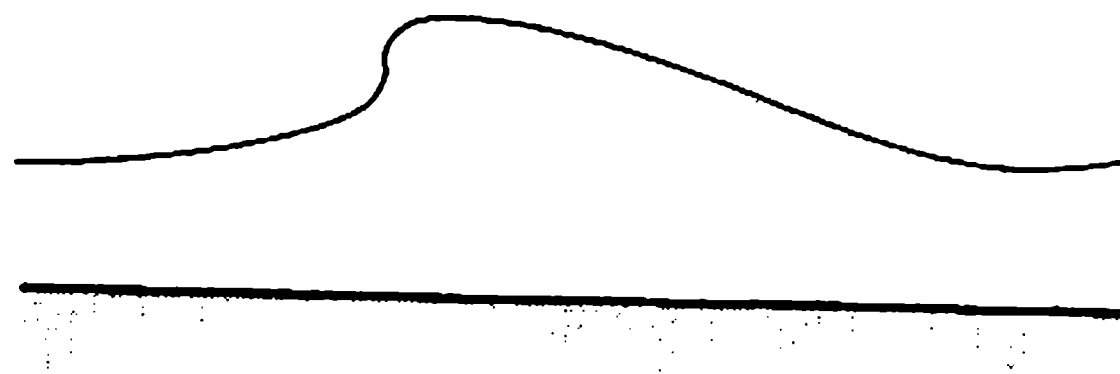
Tal como se muestra en la figura 14.9 se distinguen tres clases de rompimiento: de vertimiento, invertido y de pulsación. Como guía el parámetro adimensional:

$$\xi = s/(H_0/L_0)^{0.5} \quad (14.37)$$

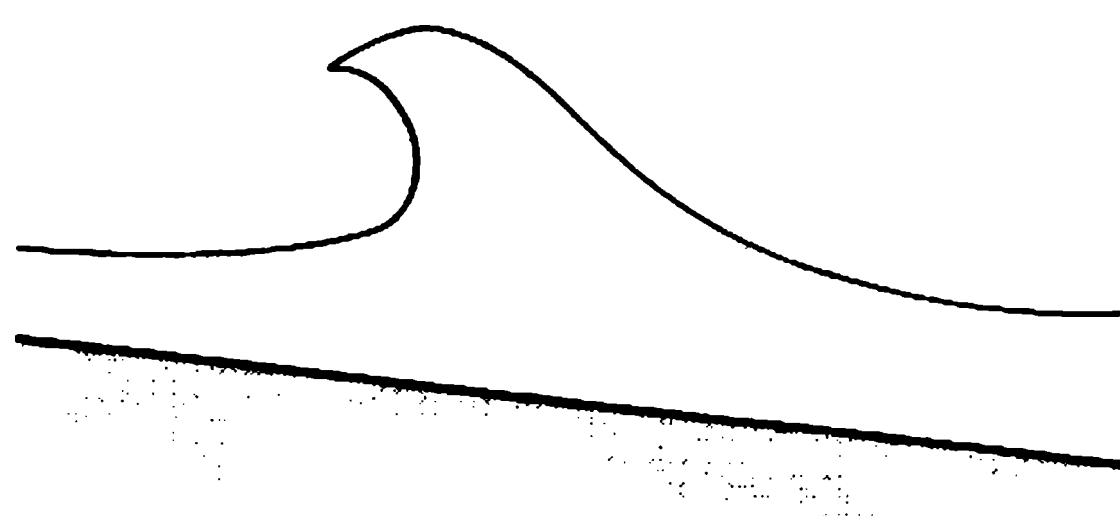
se relaciona con el tipo de rompimiento (figura 14.9).

Es posible relacionar la altura de la ola y la profundidad del agua en el sitio del rompimiento de la ola con las condiciones aguas arriba sin hacer unos cálculos

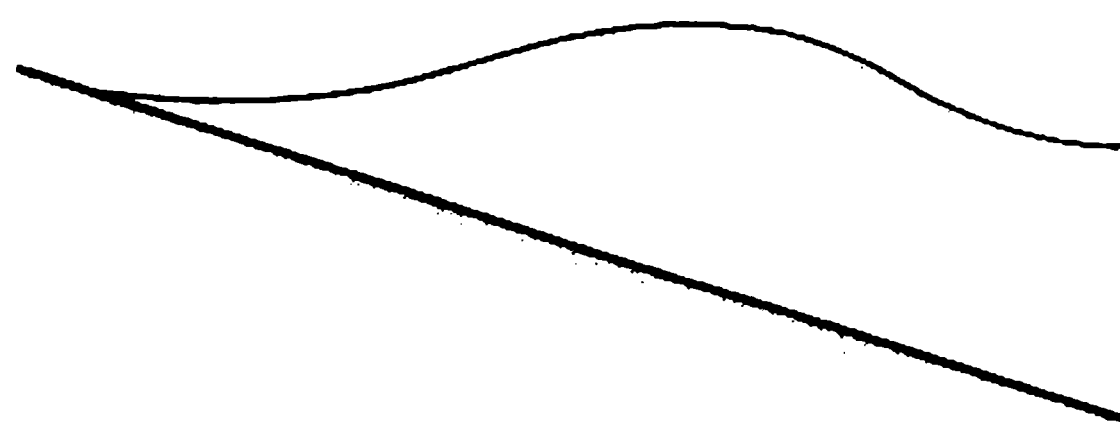
(a) de vertimiento ( $\xi < 0.5$ )



(b) invertido ( $0.5 < \xi < 3.3$ )



(c) de pulsación ( $3.3 < \xi$ )



**Figura 14.9** Rompimiento de olas en la playa.

detallados de refracción. Como antes, la forma de la ola en el instante del rompimiento, se considera como la de una ola solitaria [figura (14.2(c))]. El perfil de una ola solitaria con respecto al eje que se mueve con la celeridad de la ola es:

$$\eta/H = \text{sech}^2[(3H/d)^{1/2}(x/2d)]. \quad (14.38)$$

Como resultado de la conservación de la energía, la energía que está contenida en una ola solitaria es igual a la de una ola en condiciones de aguas profundas y es dos veces la energía potencial (consistente con el resultado anterior de que la energía cinética y la potencial en una ola son iguales). La energía de una ola solitaria por unidad de longitud a lo largo de la cresta es, por tanto:

$$\begin{aligned} E_s &= 2 \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{2} \rho g \eta^2 dx \\ &= 2 \times 2 \frac{\rho g H^2}{2} \int_0^{\infty} \text{sech}^4 \left[ \left( \frac{3H}{d} \right)^{1/2} \frac{x}{2d} \right] dx \\ &= \frac{8\rho g}{3\sqrt{3}} (Hd)^{3/2}. \end{aligned}$$

Al utilizar el criterio de la ecuación (14.35), la ecuación anterior se convierte en:

$$E_s = \frac{11.6}{3\sqrt{3}} \rho g H^3. \quad (14.39)$$

Como la energía de las olas que llegan en aguas profundas dentro de una sola longitud de onda es:

$$E_s = (1/8) \rho g H_0^2 L_0$$

ello da como resultado:

$$(H_b/H_0) = 0.38(H_0/L_0)^{-1/3} \quad (14.40)$$

y:

$$(d_b/H_0) = 0.49(H_0/L_0)^{-1/3}. \quad (14.41)$$

Las ecuaciones (14.40) y (14.41) son útiles para determinar la altura de la ola  $H_b$  y la profundidad de aguas poco profundas  $d_b$  en la que se rompe la ola, dadas las propiedades  $H_0$  y  $L_0$  en aguas profundas.

## 14.6 Reflexión de ondas

Una pared en un campo de ondas interactúa con una onda progresiva reflejándola; la onda reflejada se mueve con una dirección que depende del ángulo de la onda incidente. Si las crestas de la onda incidente son paralelas a la pared, las crestas de la onda reflejada también serán paralelas a ésta. El coeficiente de reflexión, que es la relación



entre la amplitud de la onda reflejada y la amplitud de la onda incidente, depende del ángulo de la onda incidente y de la capacidad de absorción de energía de la pared lo que, a su vez, depende de su geometría, su porosidad y su rugosidad.

En la teoría lineal, se permite la superposición lineal de los perfiles superficiales de las ondas incidente y reflejada. El perfil superficial de la onda incidente está dado por la ecuación (14.11a) como:

$$\eta_i = a \sin(kx - \sigma t)$$

y el debido a la onda reflejada está dado por:

$$\eta_r = a \sin(kx + \sigma t). \quad (14.42)$$

(Nótese que la dirección de la onda reflejada es la negativa de las  $x$  y que se supone reflexión total).

La superficie de la onda resultante se describe por:

$$\eta = \eta_i + \eta_r = 2a \sin kx \cos \sigma t. \quad (14.43)$$

La ecuación (14.43) representa una onda estacionaria, como se muestra en la figura 14.10. Las posiciones sin movimiento vertical se denominan nodos y las de máximas amplitudes se llaman antinodos.

Las ondas estacionarias que se forman adyacentes a una pared vertical pueden ocasionar erosiones profundas puesto que la velocidad de las partículas aumenta cerca del lecho debido al incremento en la altura de la onda.

## 7 Oscilaciones en dársenas bidimensionales

En una dársena cuyo ancho es uniforme y mucho menor que su longitud, ocurren oscilaciones con la dirección longitudinal. Las dársenas pueden idealizarse con ambos extremos cerrados o con uno solo cerrado. El primero es análogo a un puerto con una entrada en el extremo hacia el mar, mientras que el segundo puede tomarse como una aproximación de una bahía o un estuario. Las oscilaciones en el puerto y el estuario pueden activarse por las olas o mareas en el extremo del mar.

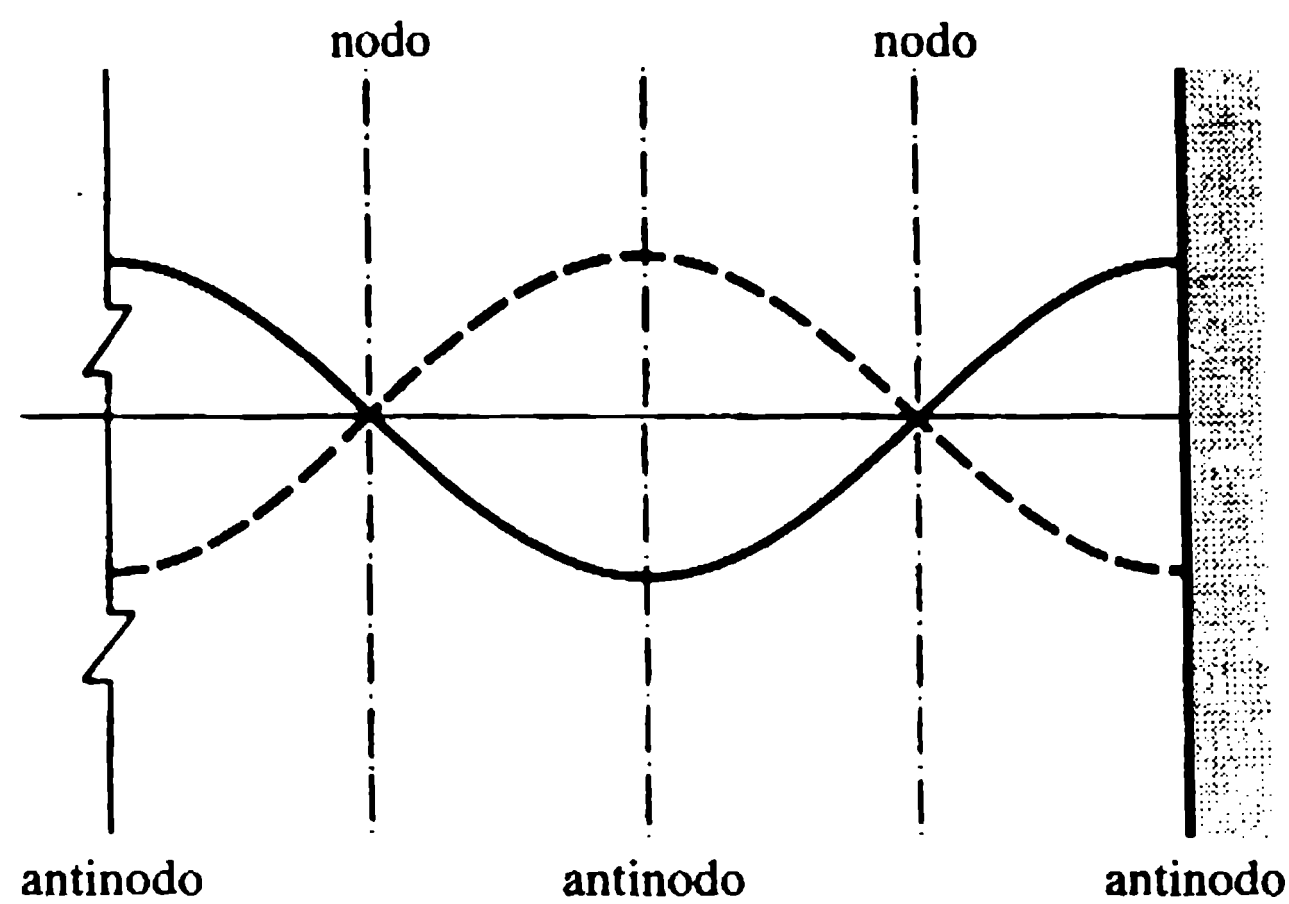
Los modos armónicos fundamental, segundo y tercero de oscilación de la dársena se muestran en la figura 14.11. La superficie del agua forma antinodos en las paredes verticales y nodos en los extremos abiertos de la dársena. La longitud de onda,  $L$ , y la longitud de la dársena,  $L_b$ , se relacionan de la siguiente manera:

$$\text{ambos extremos cerrados, } L_b = \frac{1}{2}L, L, \frac{3}{2}L, \dots;$$

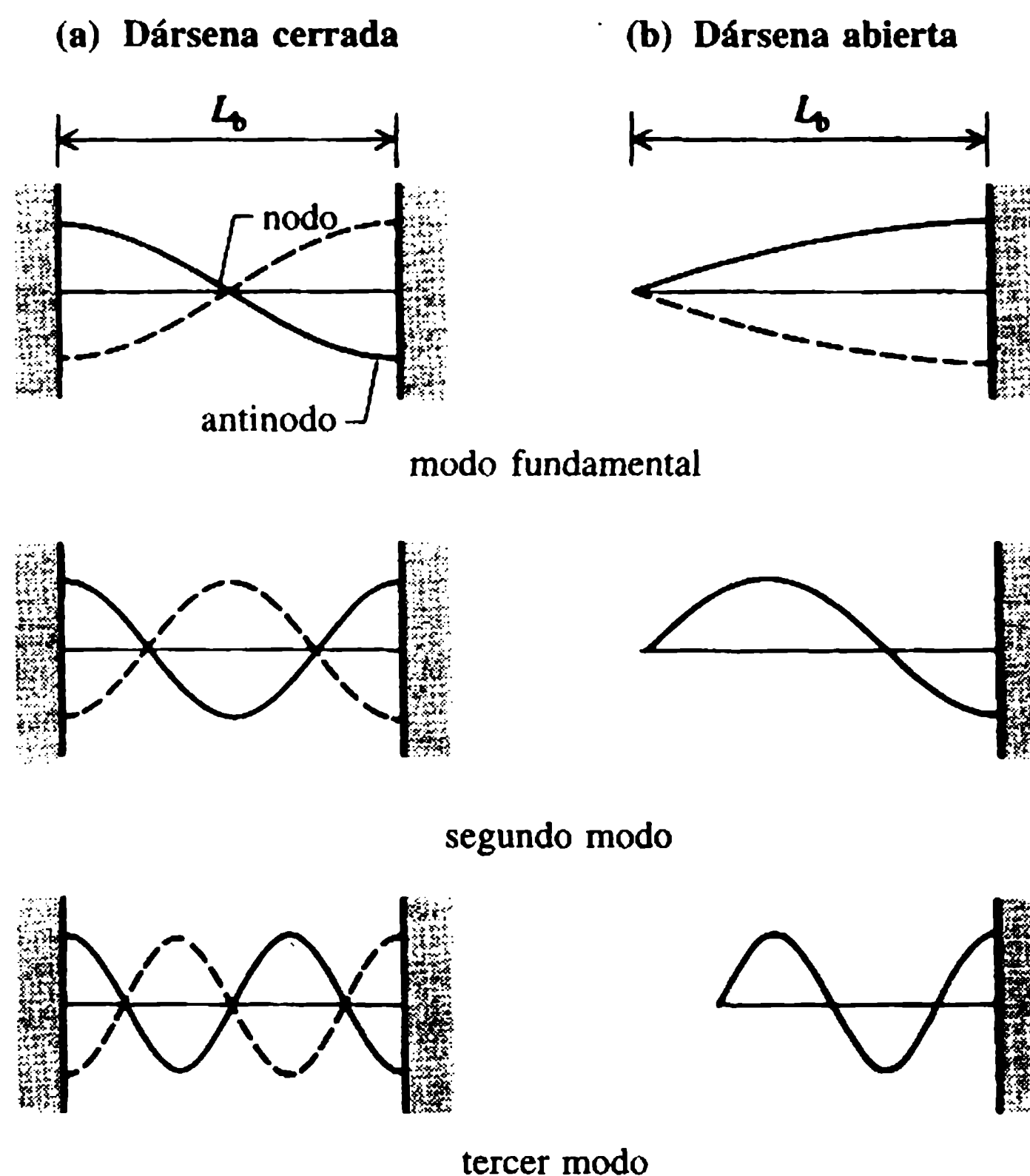
$$\text{un extremo cerrado y uno abierto, } L_b = \frac{1}{4}L, \frac{3}{4}L, \frac{5}{4}L, \dots$$

Si la dársena es larga, la longitud de onda puede ser grande con respecto a la profundidad del agua, y se pueden emplear los resultados del periodo de oscilación en aguas poco profundas, es decir:

$$T = L/c = L/(gd)^{1/2}.$$



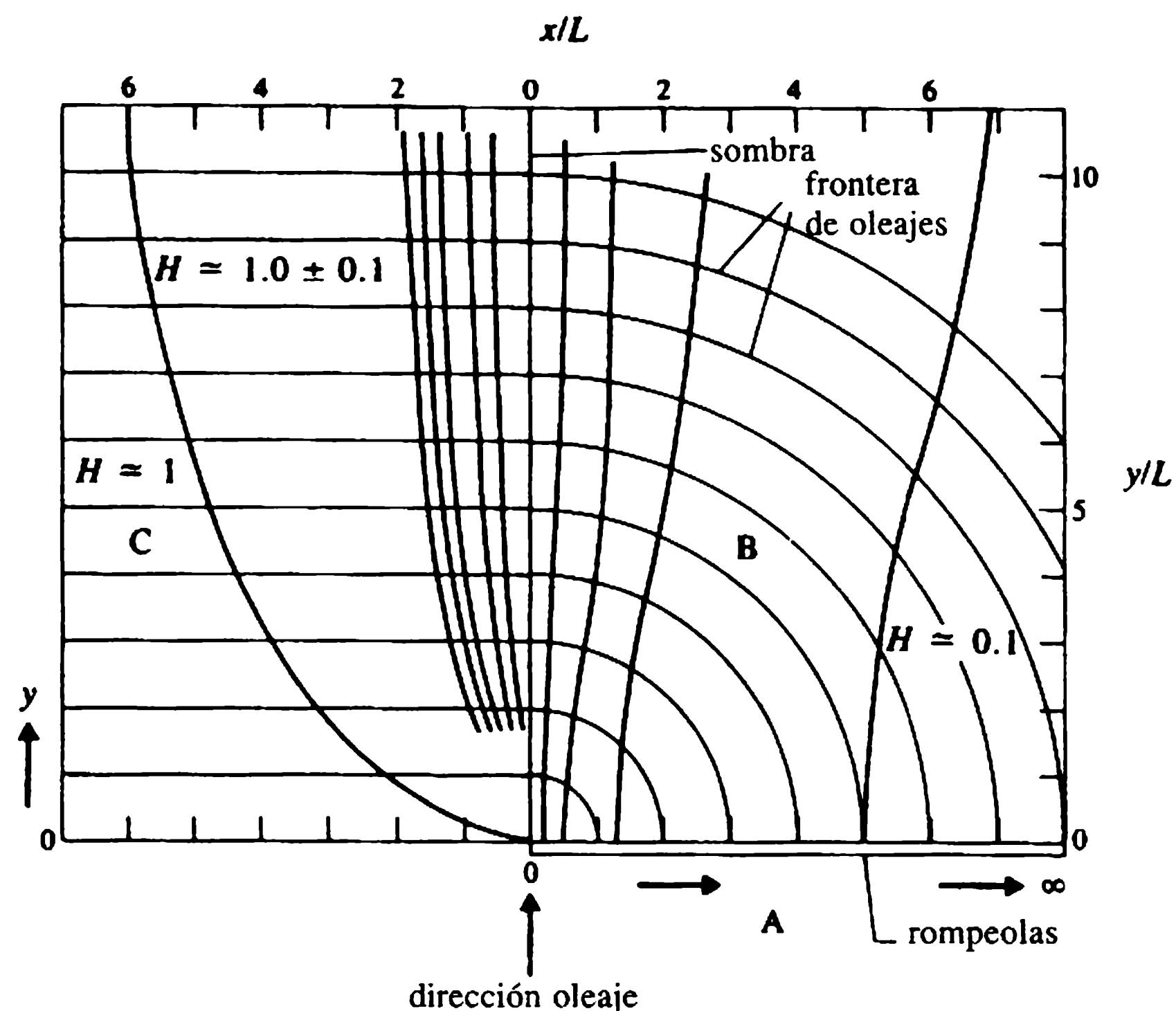
**Figura 14.10** Ondas estacionarias formadas por la reflexión en una pared vertical.



**Figura 14.11** Oscilaciones de una dársena.

## 14.8 Difracción de ondas

Las olas que chocan sobre una estructura de longitud finita se curvan en el lado de sotavento de la estructura debido a la radiación de la energía de la onda. Éste es el proceso de difracción: la difracción de la onda en un rompeolas semiinfinito se muestra en la figura 14.12. Se pueden distinguir tres regiones en la figura: (1) la región que consta de ondas incidentes y reflejadas (A), (2) una región de sombra del rompeolas en la que la cresta forma arcos circulares (B) y (3) una región en la que las ondas incidentes progresan sin perturbación (C). A medida que las olas se espar-



**Figura 14.12** Difracción de las ondas en presencia de un rompeolas semiinfinito (Muir Wood y Fleming, 1969).

cen por detrás de la estructura, sus amplitudes disminuyen. La relación entre la altura de la onda difractada y la de la incidente se denomina coeficiente de difracción. Para el caso específico de la difracción con ondas incidentes que forman diversos ángulos sobre un rompeolas largo, Muir Wood y Fleming (1969) han tabulado valores de los coeficientes de difracción.

El patrón de difracción a través de una abertura del rompeolas se obtiene suponiendo que las aberturas sean pequeñas o grandes. La solución para una abertura grande se obtiene superponiendo las dos soluciones para los dos rompeolas con una incidencia normal de las olas. Para las soluciones gráficas de diversos casos, el lector debe consultar a Wiegel (1964) y el *Manual de protección de costas* (Ejército de Estados Unidos, 1983).

## 4.9 Predicción de olas

### 14.9.1 GENERALIDADES

La energía de las olas es suministrada por el viento que sopla sobre el océano. El inicio de la formación de las olas está influenciado por la tensión superficial; aunque ésta es importante en experimentos en modelos, no tiene importancia en la práctica de la ingeniería. Las olas se generan sobre la superficie inicialmente plana del agua debido al movimiento de los patrones de turbulencia de la corriente de aire que producen presión; en las últimas etapas de desarrollo de las olas, la energía requerida para el crecimiento de la ola proviene directamente del movimiento medio del viento.

Las olas generadas por el viento tienen un intervalo amplio de frecuencias y longitudes de onda. Las olas más largas son aquellas cuya celeridad es igual a la velocidad del viento. Las más empinadas se determinan por la condición de rompimiento en aguas profundas. Las alturas y periodos generados dependen de la velocidad del viento,  $U$ , la distancia o luz,  $F$ , por encima de la cual el viento sopla y la duración,  $T_w$ , del viento.

Existe cierta interacción entre el viento y el espaciamiento isobaro dado en los diagramas meteorológicos. En la práctica de meteorología, las isobaras se espacian 4 mbar en el Reino Unido y 3 mbar en los Estados Unidos. La dirección del viento es paralela a las líneas isobaras pero es modificada por la fricción a lo largo de la superficie del agua. La distribución normal de presiones a las isobaras está determinada por la fuerza de Coriolis que resulta de la rotación de la tierra y la fuerza centrípeta debida a la curvatura de las masas de aire en movimiento. El viento resultante se denomina viento gradiente. Cuando las isobaras son paralelas y rectas, sólo la fuerza de Coriolis es importante y el viento se denomina viento geostrófico. La ecuación que gobierna el movimiento del viento geostrófico en un punto particular es:

$$\frac{1}{\rho_a} \frac{\partial p}{\partial n} = 2U\Omega \sin \lambda \quad (14.44)$$

donde  $\partial p / \partial n$  es la presión normal a la isobara,  $U$  la velocidad del viento,  $\rho_a$  la densidad del aire,  $\Omega$  la velocidad angular de la rotación de la tierra y  $\lambda$  la latitud.

Para estimar las características de altura de las olas generadas por el viento, las longitudes expuestas a la acción del viento (luces)  $F$  tienen que estimarse a partir de un mapa climático (Ejército de Estados Unidos, 1983). Una estimación aproximada de la luz es la distancia a lo largo de las curvas isobaras desde el punto hasta la posición vientos arriba en que la tangente a las isobaras se desvía cerca de  $15^\circ$ . Si el viento sopla con dirección del mar desde la costa, entonces la longitud de la luz está limitada por la costa. La información meteorológica proporciona una ayuda para estimar la duración de los vientos.

#### 14.9.2 ALTURA Y PERIODO SIGNIFICANTES DE LAS OLAS

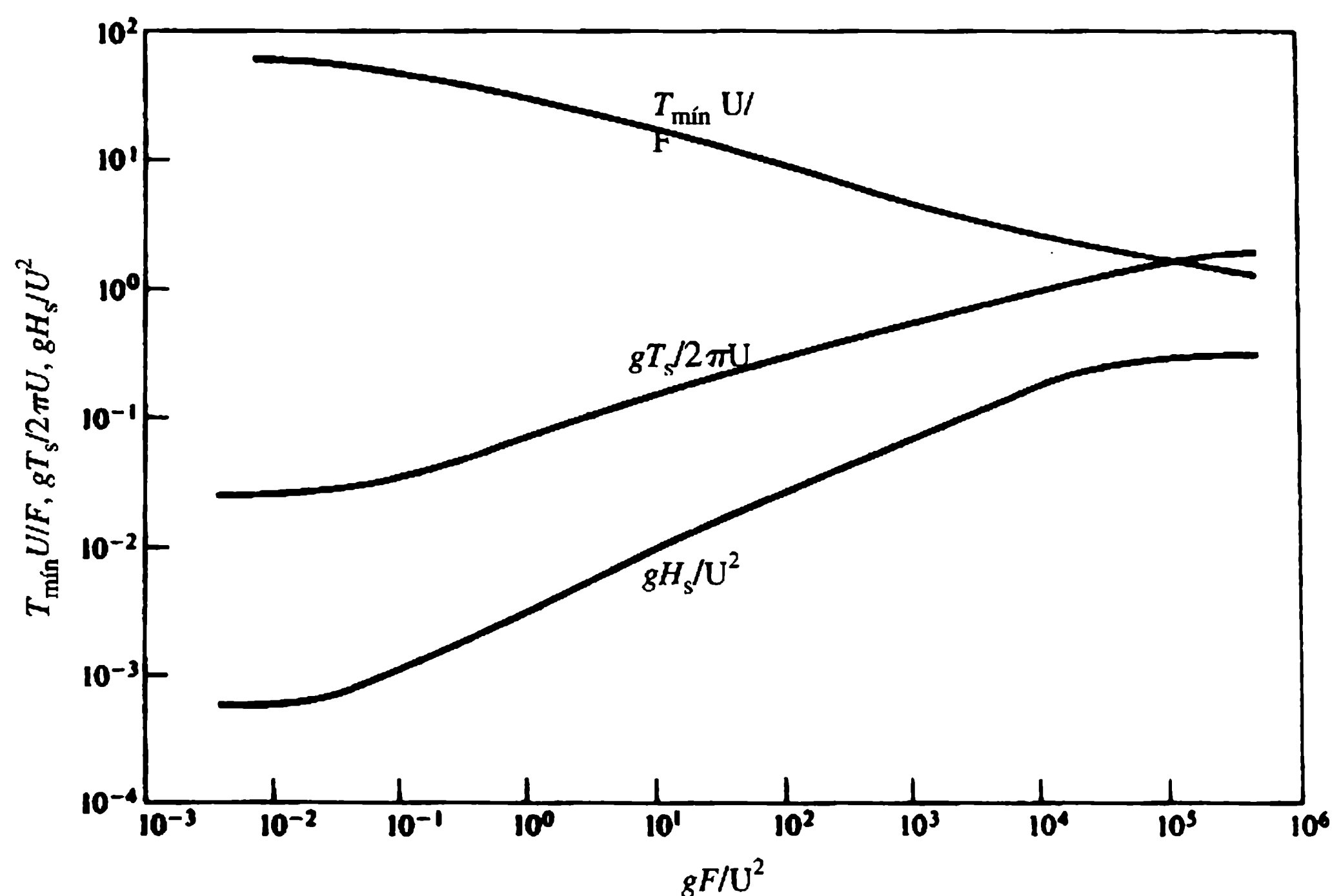
Una altura significativa de ola,  $H_s$ , y el periodo de la ola,  $T_s$ , son la altura y periodo medios del tercio mayor de las olas de la muestra. Otros periodos característicos de la ola son el periodo medio de las olas cuyos senos y crestas están por encima del nivel del mar (SWL) y el periodo de la ola correspondiente a aquel en que el espectro exhibe un pico.

Otra medida del periodo de la ola, llamado el periodo de cruce cero, se obtiene de la producción de un registro de olas. Se determina encontrando el número de veces,  $N$ , en que la traza del registro cruza el nivel del agua en reposo a medida que el nivel del agua pasa de seno a cresta. El periodo de cruce cero,  $T_z$ , es igual a la duración del registro dividido por  $N$ . Para aplicaciones en ingeniería (Tucker, 1963),  $T_z$ , es casi igual al periodo significativo  $T_s$ .

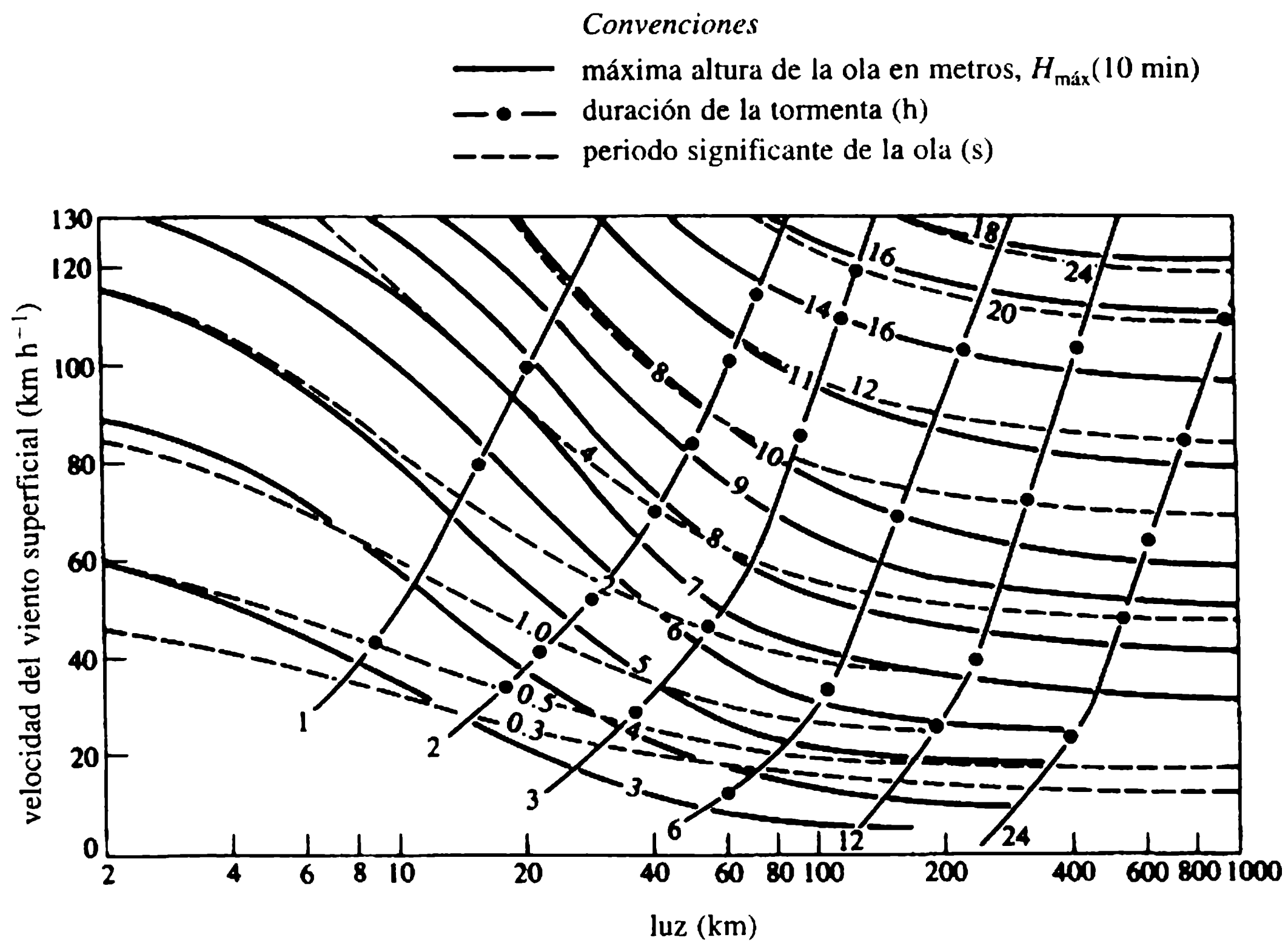
La altura significativa de la ola,  $H_s$ , se utiliza como altura de la ola de diseño en la práctica de la ingeniería de costas. En el primer método de predicción de ondas, conocido como el método Sverdrup, Munk y Breitshneider (SMB) (King, 1972) y aplicable en aguas profundas,  $H_s$  y  $T_s$  están relacionadas con la luz  $F$ , duración del viento  $T_w$  y la aceleración de la gravedad  $g$ . La relación se muestra en la figura 14.13 en forma adimensional. La curva de  $T_{\min} U/F$  contra  $gF/U^2$  da el tiempo mínimo,  $T_{\min}$ , requerido para la generación de ondas de máxima energía para una luz y una velocidad del viento dadas. Si la duración del viento,  $T_w$ , es mayor que  $T_{\min}$ , la generación de la onda está limitada por su luz. En este caso, se busca  $H_s$  para la luz dada.

Por otra parte, si  $T_w < T_{\min}$  la producción de ondas está limitada por la duración. De acuerdo con la curva  $T_{\min} U/F$  contra  $gF/U^2$  (figura 14.13) se puede encontrar un  $F$  correspondiente a  $T_w = T_{\min}$  y del valor de  $F$  determinado así, se halla  $H_s$ . La figura 14.13 también se utiliza para encontrar  $T_s$ .

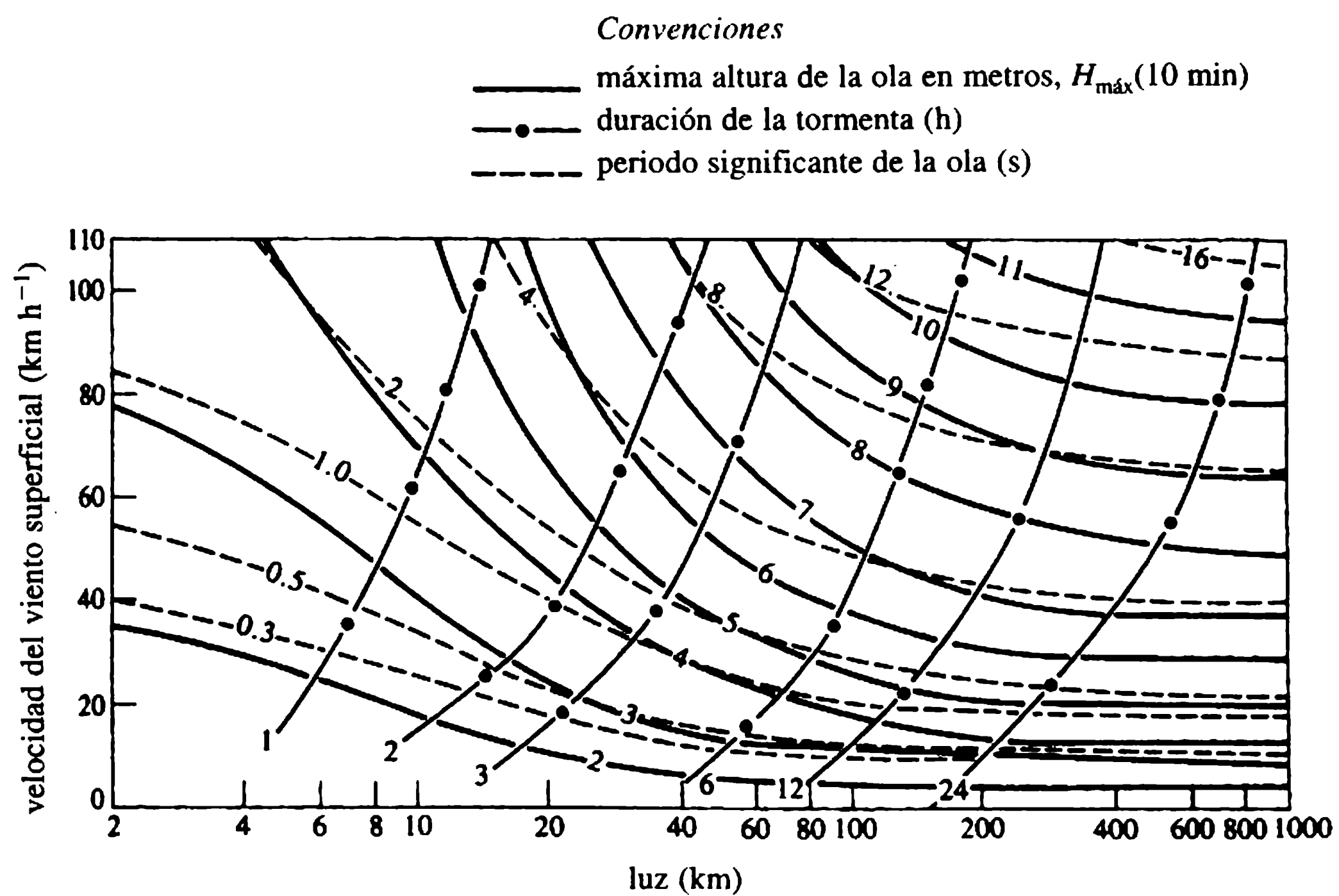
Darbyshire y Draper (1963) presentaron unos diagramas de amplio uso (figura 14.14) para la predicción de ondas con base en observaciones en Gran Bretaña. La figura 14.14 permite determinar  $H_{\max}$  y el periodo de las ondas en aguas profundas en función de la velocidad del viento ( $\text{km h}^{-1}$ ), duración (h) y luz (km).  $H_{\max}$  es la máxima altura de la ola en un registro de olas de longitud de 10 minutos. Como ocurre con el método de SMB, la altura de la ola está limitada por la luz o por la duración. Darbyshire y Draper encontraron que los registros recolectados en áreas costeras, donde la profundidad varía de 30 m a 45 m, mostraron diferencias importantes respecto a los recolectados en aguas oceánicas. La figura 14.15 facilita la determinación de  $H_{\max}$  y el periodo de aguas costeras en función de la velocidad del viento ( $\text{km h}^{-1}$ ), la duración (h) y la luz (longitud expuesta a la acción del viento) (km).



**Figura 14.13** Gráfica de la luz para aguas profundas (King, 1972).



**Figura 14.14** Gráfica de la luz para aguas oceánicas (Darbyshire y Draper, 1963).



**Figura 14.15** Gráfica de la luz para aguas costeras (Darbyshire y Draper, 1963).



Un método alternativo de predicción de olas está basado en el espectro de frecuencia de las mismas. En este método se supone que las olas irregulares del océano tienen frecuencias,  $f$ , que van desde 0 hasta el infinito. Si el valor medio cuadrado de las amplitudes de las olas en el intervalo  $f - \Delta f/2$  y  $f + \Delta f/2$  es  $\overline{a^2(f)}$ , la energía por unidad de frecuencia centrada en  $f$  es:

$$E(f) = \frac{1}{2} \overline{a^2(f)} / \Delta f.$$

$E(f)$  suministra el espectro de energía que muestra el contenido de energía para varios componentes de frecuencia. El valor medio cuadrado de las amplitudes de la onda está dado por:

$$\frac{1}{2} \overline{a^2} = \int_0^\infty E(f) df$$

o:

$$= \frac{1}{8} H_{\text{rms}}^2. \quad (14.45)$$

Un mar totalmente desarrollado es aquel para el que la luz y la duración del viento son ilimitadas, de manera que para una velocidad del viento dada las ondas no crecen más y el campo de olas alcanza un estado permanente. El espectro Pierson-Moskowitz para el mar totalmente desarrollado (Pierson y Moskowitz, 1964) es:

$$E_{\text{PM}}(f) = \alpha g^2 (2\pi)^{-4} f^{-5} \exp \left[ -\frac{5}{4} \left( \frac{f}{f_m} \right)^{-4} \right] \quad (14.46)$$

donde  $\alpha$  es la constante de Phillips (igual a 0.0081) y  $f_m = 0.8772(g/2\pi U_{19.5})$ .  $U_{19.5}$  es la velocidad del viento medida 19.5 m por encima de la superficie del mar.

Al sustituir la ecuación (14.46) en la ecuación (14.45) y realizar la integración, el valor rms de las alturas de las olas es:

$$H_{\text{rms}} = 0.316 \frac{g \alpha^{1/2}}{\pi^2 f_m^2}, \quad (14.47)$$

$$T_s \simeq T_z = 0.7104 / f_m.$$

El Proyecto Conjunto de las Olas del Mar del Norte (JONSWAP, su sigla en inglés) produjo un espectro de frecuencia para el mar desarrollado (Hasselmann *et al.*, 1976). Las velocidades del viento para las mediciones de las olas de JONSWAP fueron tomadas 10 m por encima del nivel de agua en reposo:  $U_{10} = 0.93 U_{19.5}$ . El espectro es:

$$E_J(f) = \alpha g^2 (2\pi)^{-4} f^{-5} \exp \left[ -\frac{5}{4} \left( \frac{f}{f_m} \right)^{-4} \right] \gamma^q \quad (14.48)$$

donde:

$$\alpha = 0.076(gF/U_{10}^2)^{-0.22}, \quad q = \exp[-(f-f_m)^2/2\sigma_1^2 f_m^2],$$

$$U_{10}f_m/g = 3.5(gF/U_{10}^2)^{-0.33},$$

$$\sigma_1 = \begin{cases} 0.07 & \text{for } f < f_m, \\ 0.09 & \text{for } f \geq f_m, \end{cases}$$

$$\gamma = 3.3, \quad T_s \approx T_z = 0.777/f_m.$$

La energía de la ola en el espectro de JONSWAP está concentrada en una banda de frecuencias más angosta y tiene unos picos más altos que la del espectro de Pierson-Moskowitz.

## 14.10 Estadística de las olas

En general, los registros de las olas en un sitio particular se recolectan durante periodos de tiempo que van desde 15 min a 1 h, espaciados en intervalos de cerca de 3 h. Cada registro es una muestra que proporciona las estadísticas a corto plazo. Para una banda angosta de frecuencias en la que se concentra la energía de la ola, el registro puede describirse mediante la distribución de Rayleigh. Si  $P(H)$  es la probabilidad de que la altura de una onda excederá  $H$ , entonces:

$$P(H) = \exp[-(H/H_{\text{rms}})^2]. \quad (14.49)$$

$H_{\text{rms}}$  es el valor de la raíz de los promedios al cuadrado de las alturas de las ondas, definido como:

$$H_{\text{rms}}^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N H_i^2 \quad (14.50)$$

donde  $N$  es el número de valores de  $H$  en la información. Nótese que  $P(H)=1$  para  $H=0$  y 0 para  $H$  tendiendo a infinito. Si se utiliza la distribución de Rayleigh, ahora se puede estimar el promedio de las  $n$  olas más altas. Por ejemplo, para  $n=3$ , el promedio es la altura significativa de la onda,  $H_s$ ,

$$H_s = \sqrt{2}H_{\text{rms}}. \quad (14.51)$$

A partir de la ecuación (14.47), para el espectro de Pierson-Moskowitz,

$$H_s = 0.447g\alpha^{1/2}/\pi^2 f_m^2. \quad (14.52)$$

Carter (1982) realizó la integración numérica del espectro JONSWAP y encontró la expresión para  $H_s$ , como:

$$H_s = 0.552g\alpha^{1/2}/\pi^2 f_m^2. \quad (14.53)$$

También se puede hacer la estimación de una ola de diseño con base en los registros utilizando estadísticas de las olas a largo plazo. A menudo  $H_s$  se selecciona para un cierto periodo de retorno  $T_R$ , es decir, se espera que la altura de la ola de diseño (significativa) sea excedida en un año durante  $T_R$  años. De este modo:

$$T_R = 1/P(H_s). \quad (14.54)$$

Es una práctica común utilizar periodos de retorno de 50 –o 100– años como nivel de protección para la mayoría de las estructuras costeras.

Se han propuesto diversas distribuciones probabilísticas para describir las estadísticas a largo plazo, entre ellas la distribución log-normal de uso común en la ingeniería de costas. Es una distribución normal o gaussiana de la variable  $\ln(H_s)$  en lugar de  $H_s$ . La probabilidad  $P(H_s)$  para la distribución log-normal es:

$$P(H_s) = 1 - \frac{1}{(2\pi)^{1/2}} \int_0^{H_s} \frac{1}{\sigma_s H_s} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{z_s - \mu_s}{\sigma_s}\right)^2\right] dH_s \quad (14.55)$$

donde  $z_s = \ln(H_s)$ . Los dos parámetros  $\mu_s$  y  $\sigma_s$  son la media y la desviación estándar de la variable  $\ln(H_s)$ . Para una muestra de los valores  $N$  de  $H_s$ , éstos se definen como:

$$\mu_s = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \ln(H_s)$$

y:

$$\sigma_s^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N [\ln(H_s)]^2.$$

Antes de intentar estimar la altura de la ola de diseño para un periodo de retorno, primero se debe verificar que la información recolectada se aproxime a la distribución de probabilidad escogida. Se pueden adoptar los siguientes pasos:

1. Los valores de  $H_s$  para cada uno de los registros se ordenan en forma ascendente por su magnitud. Sea  $N$  el número de  $H_s$ .
2. Se utiliza una fórmula para relacionar  $P(H_s)$  con  $H_s$  que se dibuja en un papel de probabilidad:

$$P(H_s) = \frac{\text{número de olas que exceden } H_s}{N+1}$$

3. Los puntos de información  $[H_s, P(H_s)]$  se dibujan en un papel de probabilidad correspondiente a la distribución de probabilidad escogida. Dichos puntos se acercarán a una línea recta si se ajustan a la distribución escogida (ver ejemplo).
4. Se extrapola la línea recta para determinar la altura de la ola de diseño para el periodo de retorno escogido  $T_R$ . Si el intervalo de tiempo de registro es  $\tau$ , entonces:

$$T_R = \tau/P(H_s)$$

en donde  $\tau$  se expresa en unidades de años. Por ejemplo, si  $\tau = 3$  h, equivale entonces a 1/2920 de año.

Si la distribución log-normal no se ajusta a la información, ésta se puede aproximar mediante la distribución de Weibull:

$$P(H_s) = \exp \left[ - \left( \frac{H_s - H_c}{H_0} \right)^{k_1} \right]. \quad (14.56)$$

$H_c$  es la mínima altura de la onda en el sitio; se encuentra examinando los registros a largo plazo mediante ensayo y error en la búsqueda del mejor ajuste a la distribución de Weibull. Los parámetros de  $H_0$  y  $k_1$  se obtienen después de llegar al mejor ajuste. Nótese que la distribución de Weibull utiliza tres parámetros, mientras que la distribución log-normal utiliza sólo dos.

Las distribuciones de valores extremos pueden utilizarse para estimar las alturas de la onda de diseño en un periodo de retorno específico. Se relacionan con la mayor altura de la onda para cada año durante un periodo de años. Las estadísticas de valores extremos requieren información de un número considerable de años. Si la información de por lo menos 30 años no está disponible, se prefieren las estadísticas a largo plazo. Las estadísticas de valores extremos se tratan ampliamente en Goda (1979), Isaacson y Mackenzie (1981) y Bruun (1985).

## 14.11 Defensa de la costa

### 14.11.1 GENERALIDADES

El término ‘defensa costera’ se utiliza para describir esquemas que previenen las inundaciones de las costas y protegen de la erosión la línea costera existente. Al planear obras de ingeniería de costas, deben tenerse en cuenta factores tales como: las causas de erosión de la línea costera existente, la dirección en la magnitud de las olas y las oleadas, el intervalo de las mareas, el transporte de sedimentos, el efecto de las estructuras planeadas sobre el régimen costero y, por supuesto, factores económicos, sociales y ambientales. Antes de proceder con el esquema de defensa costera, son esenciales, entonces, los estudios de costo-beneficio y de impacto ambiental.

La protección de la línea costera puede involucrar esquemas como muros de contención, rompeolas paralelos al litoral, espolones y provisiones para el crecimiento de las playas. Es claro que la interacción de las olas con estas estructuras es de gran importancia para su diseño.

Las playas se ajustan ellas mismas para absorber la energía de las olas; si el clima de las olas exhibe gran variabilidad, los perfiles de las playas se hacen muy complejos. Cuando se rompen las olas, el flujo es intensamente turbulento y se pueden transportar grandes cantidades de sedimento en suspensión. La subsecuente arremetida del agua puede conducir incluso sedimentos gruesos hacia la playa. El alejamiento es lento y puede transportar mar adentro sedimentos relativamente pequeños. Si la energía de las olas que se acercan es pequeña, sólo los sedimentos más finos se mueven hacia la costa. El sedimento transportado durante un periodo de tiempo

depende de la variación en el clima de las olas, incluyendo la dirección de ataque de las olas. Además de la arremetida y el alejamiento del agua de la playa, el movimiento de las olas origina dos tipos de corriente importantes: de corte y longitudinales.

La corriente de corte es el flujo estrecho y fuerte con la dirección del mar como resultado de las características del lecho y de la formación de corrientes opuestas a lo largo del litoral. Por ejemplo, cuando el agua queda atrapada entre obstáculos, como barras de arena, se forma una corriente a lo largo de la costa que puede drenarse mediante una corriente de alta velocidad hacia el mar a través de una abertura en las barras de arena (figura 14.16). Entonces el transporte de agua sobre la barra de arena (por ejemplo, por un rompeolas grande) alimenta la corriente de corte para formar una circulación cercana al litoral.

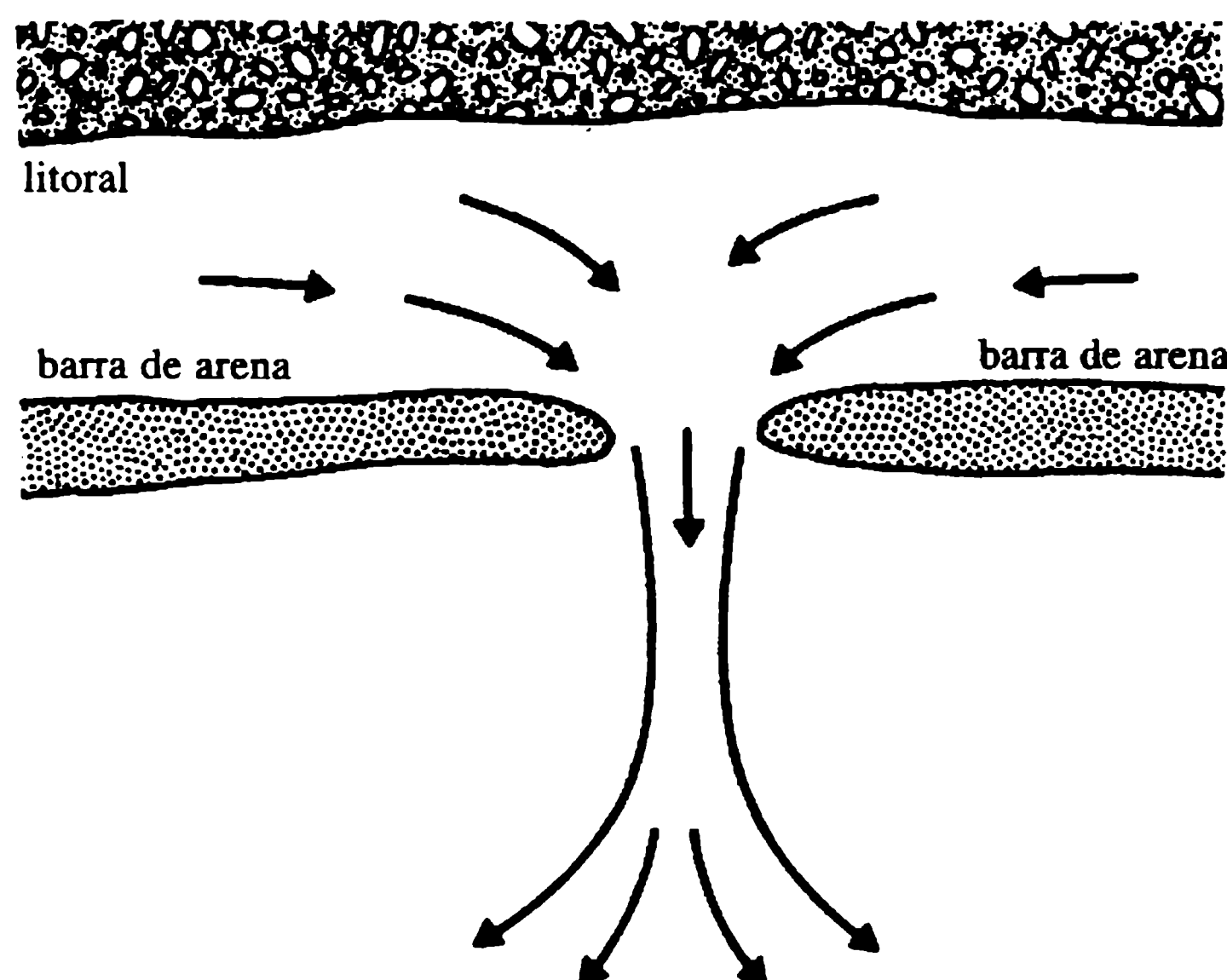
Cuando las olas se rompen formando un ángulo con el litoral, se establece una corriente longitudinal paralela a la línea de la costa (figura 14.17), responsable del transporte neto de sedimento a lo largo del litoral. El conocimiento de la capacidad de transporte de sedimentos en las corrientes longitudinales es importante para prevenir la erosión de la playa o para ubicar una entrada a un puerto.

La capacidad del transporte de sedimento está relacionada con la potencia de la ola en el instante en que ésta se rompe:

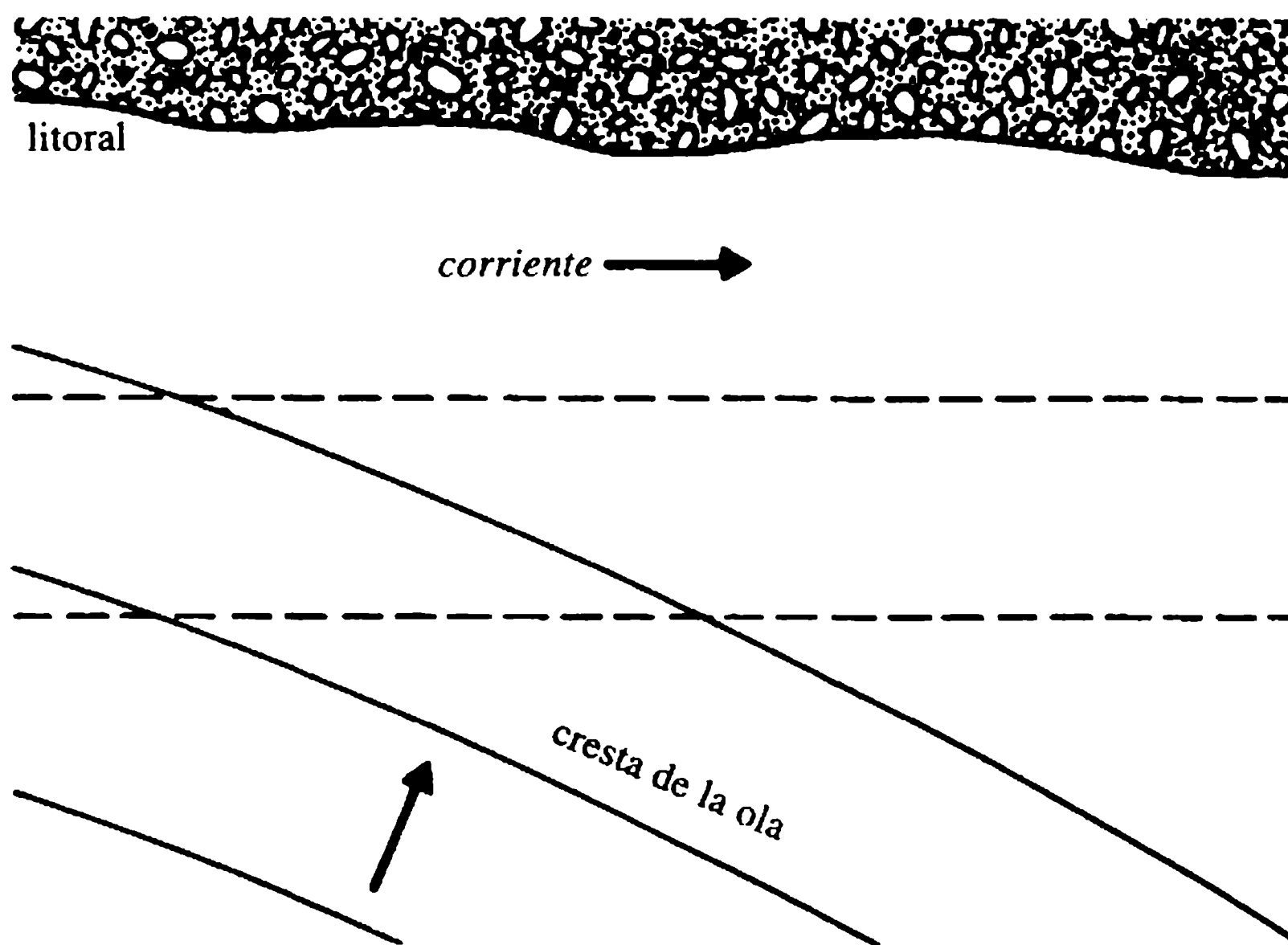
$$R_b = \frac{\rho g}{8} H_b^2 C_{g_b} \sin \alpha_b \cos \alpha_b \quad (14.57)$$

donde el subíndice 'b' se refiere a las cantidades en el instante del rompimiento de la ola, y  $\alpha$  es el ángulo de las crestas con el contorno del lecho. El peso sumergido del sedimento transportado por unidad de tiempo es:

$$G_s = (\rho_s - \rho) g a' Q_s \quad (14.58)$$



**Figura 14.16** Corrientes de corte.



**Figura 14.17** Corrientes longitudinales.

donde  $\rho_s$  es la densidad de los sedimentos,  $Q_s$  es la tasa volumétrica de los sedimentos y agua transportada y  $a'$  es la relación entre el volumen de sedimentos y el volumen total (de ordinario 0.6).

Una relación empírica entre  $G_s$  y  $R_b$  es:

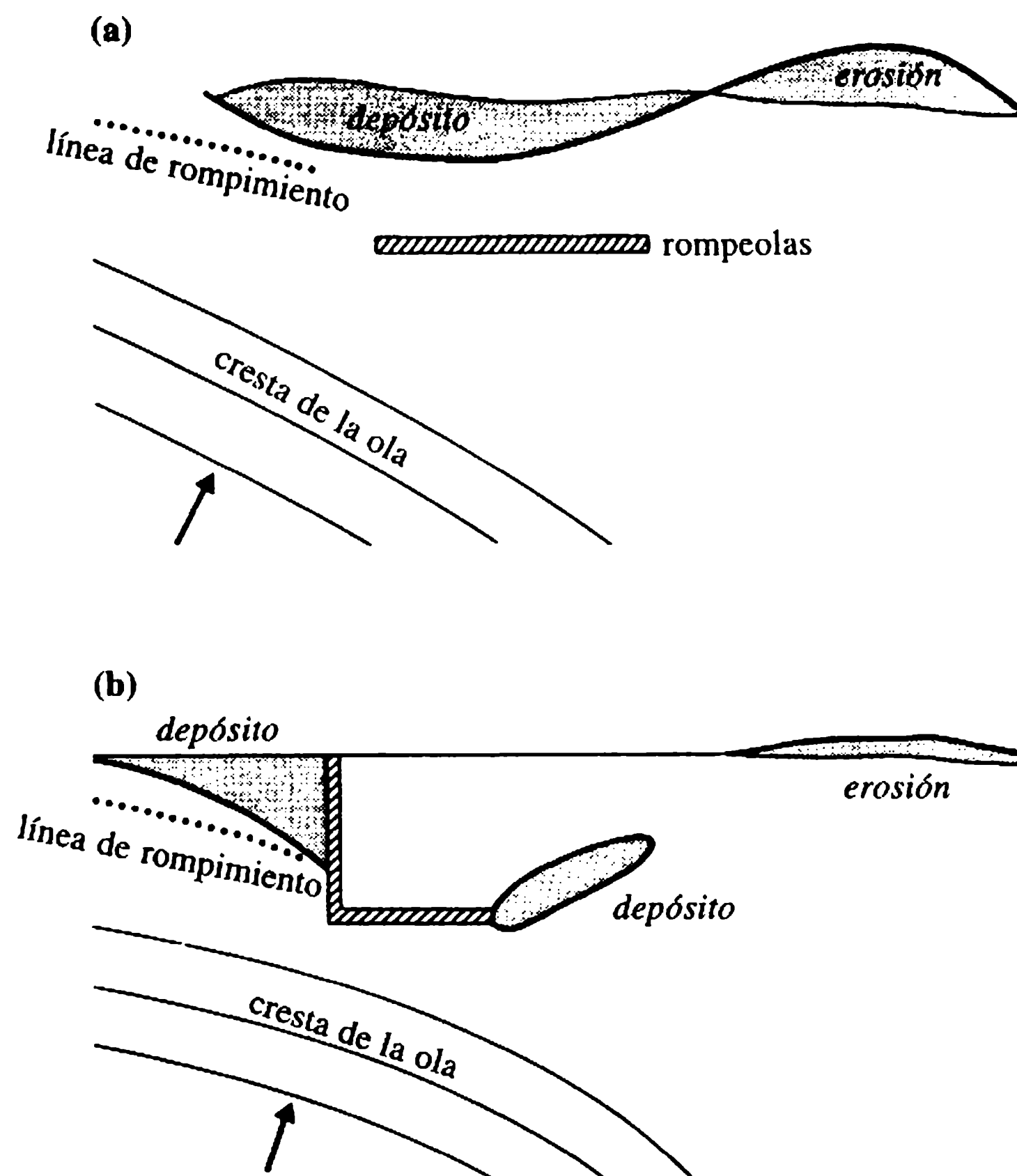
$$G_s = 0.39 R_b. \quad (14.59)$$

La mayor parte del apilamiento de arena ocurre en la zona de rompimiento. La dirección del apilamiento o el transporte en el litoral están determinados por la dirección de la corriente longitudinal. Puede ocurrir una inversión temporal de dirección como resultado de una variación del ángulo de aproximación de las olas. Como el ataque de la ola predomina con una dirección durante un periodo de tiempo, se da un transporte neto de sedimento con esa dirección.

Estructuras tales como rompeolas separados de la orilla y espolones interfieren con el apilamiento en el litoral. Por lo normal, un rompeolas separado se construye paralelo a la línea de costa para proporcionar un área protegida de la acción de las olas [figura 14.18(a)]. Los efectos de refracción y difracción producen una disminución de la energía detrás del rompeolas, originando así depósitos en el área protegida.

Los rompeolas conectados a la orilla [figura 14.18(b)], que se extienden a través de la zona litoral, actúan como una barrera. Si el apilamiento en el litoral originalmente está en equilibrio, el rompeolas producirá al inicio depósitos en el lado aguas arriba del apilamiento, y debido a la reducida concentración de sedimentos en la corriente longitudinal, ocasionará erosión en el lado aguas abajo del apilamiento. A medida que el tiempo pasa, el movimiento de sedimentos tenderá de nuevo hacia el equilibrio y los sedimentos se moverán a lo largo de la cara del rompeolas y se depositarán en el lado de sotavento.





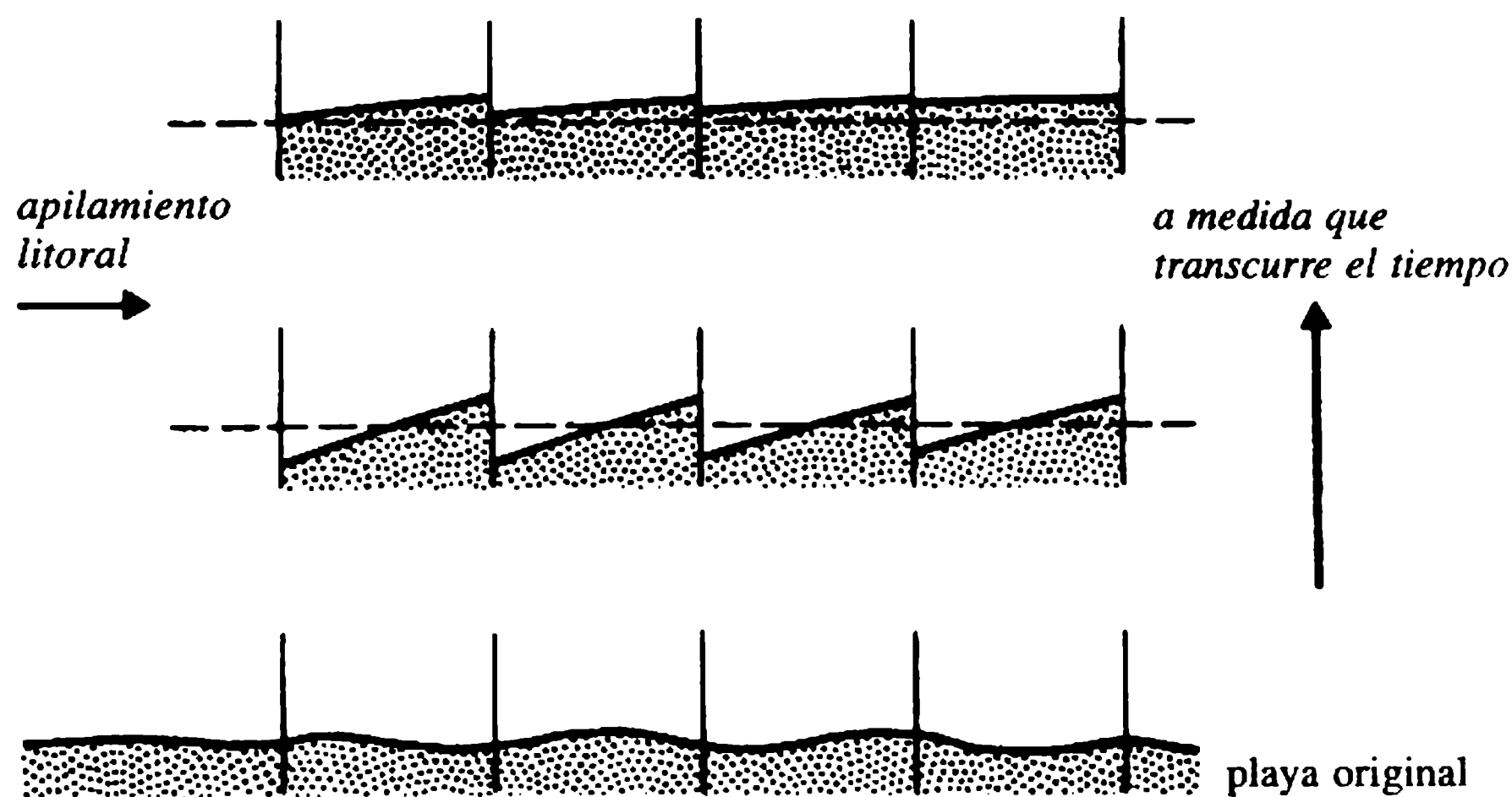
**Figura 14.18** Efectos de rompeolas sobre el apilamiento en el litoral.

#### 14.11.2 ESPOLONES

Uno de los métodos para proteger una playa o un litoral de la erosión es construir una serie de espolones, en general perpendicular al litoral. Atrapan la arena transportada por las corrientes longitudinales, pero pueden producir erosión aguas abajo del apilamiento debido a la escasez de material de playa.

Los espolones se construyen de madera, concreto, rocas, piedras o acero; también se utilizan enrocado y bloques de concreto, la selección del material depende de la disponibilidad y los costos. La longitud de los espolones está relacionada con el apilamiento en el litoral. Cuanto más pequeño sea éste más pequeños son los espolones. La altura de los espolones está relacionada con la profundidad requerida de los depósitos. En las etapas iniciales posteriores a la erección de los espolones, el área aguas abajo de los mismos se tiene que alimentar con material de la playa para evitar la depresión indeseable de la playa. A medida que pasa el tiempo, dicho material cubre los espolones para llenar sucesivamente los compartimientos adjuntos hasta que las playas invaden el mar (figura 14.19).

La longitud de desplazamiento de los espolones depende de la cantidad de sedimento que va a ser atrapado, el tamaño del material de la playa y el ángulo de ataque



**Figura 14.19** Operación de un sistema exitoso de espolones.

de la ola. Las playas de gravas requieren espolones cortos mientras que las playas de arena requieren espolones largos. Con dirección al mar, los espolones deben extenderse hasta el nivel de aguas bajas. Autores norteamericanos recomiendan que deben finalizar en el contorno de 2 m de profundidad. La relación entre el espaciamiento y la longitud de los espolones varía entre 1 y 4. El *Manual de protección de costas* (Ejército de Estados Unidos, 1983) recomienda entre 2 y 3. Si las crestas de las olas son casi paralelas a la playa, se pueden utilizar relaciones más grandes. Los espolones altos que reducen el apilamiento de forma significativa a menudo no son la mejor solución para estabilizar la playa. La altura recomendada de los espolones es 0.5-1 m por encima del nivel de la playa. Al inicio, las partes superiores de los espolones pueden construirse por encima del nivel del litoral y a medida que se acrecienta la playa, los espolones se elevan para asegurar una construcción uniforme del litoral. Los espolones bajos reducen la erosión local.

Los espolones rectos son los más comunes, aunque también se han utilizado modelos en zigzag y rompeolas paralelos a la playa en el extremo de los espolones. Si el ángulo de ataque de las olas prevaleciente es de  $30^\circ$  o más, los espolones se inclinan en ángulo hacia el lado aguas abajo del apilamiento. Los espolones pueden ser impermeables o permeables. Se pretende que los espolones permeables permitan la continuación de algún apilamiento del litoral. Pueden atrapar sedimentos más grandes pero permitir el transporte de los sedimentos más pequeños, reduciendo así la erosión aguas abajo del apilamiento.

La experiencia ha mostrado, sin embargo, que en general los espolones permeables globalmente no son mejores que los impermeables (Berkeley, Thorn y Roberts, 1981).

En la actualidad no existen procedimientos bien definidos del diseño de un sistema de espolones. La experiencia ganada a partir de observaciones de campo, estudios de modelos y modelos matemáticos es toda utilizada en el diseño de espolones para evitar su falla y efectos colaterales indeseables tales como la depresión en el lado aguas abajo del apilamiento (Summers y Fleming, 1983).

### 14.11.3 CRECIMIENTO DE LAS PLAYAS

El crecimiento de las playas puede utilizarse como una alternativa a la instalación de espolones o junto con ellos para la protección del litoral. El crecimiento de la playa involucra el suministro del material apropiado a la playa y el vaciado en sitios apropiados de la misma para que la acción del mar lo distribuya. El material puede obtenerse de canteras en tierra firme, de minas o por dragado mar adentro. La cantidad de material requerido y, por tanto, el costo anual incluidos el transporte y vaciado, depende de la tasa de erosión de la costa.

### 14.12 Fuerzas de las olas sobre las estructuras costeras

Las estructuras costeras se definen como rígidas, semi-rígidas o flexibles, de acuerdo con su tasa de falla. Una estructura rígida expuesta a una ola alta puede colapsar por completo. La altura de la ola de diseño para una estructura rígida es el promedio del 10% de las olas más altas. Para estructuras flexibles, que rara vez colapsan en su totalidad, la ola de diseño es la ola significativa. Estas olas de diseño se escogen para un periodo de retorno especificado.

Los muros de contención, rompeolas y otras estructuras de ingeniería tienen que soportar las fuerzas hidrostáticas de las olas y su impacto al romperse. Si la profundidad en inmediaciones del muro es tal que las olas se rompen antes o en el muro, éste estará expuesto a grandes presiones de impacto debido a la compresión del cojín de aire atrapado entre la ola que avanza y la pared. Si el agua cerca de la pared es suficientemente profunda, se establece una onda estacionaria o clapotis adyacente a la estructura y la fuerza ejercida en la pared está dada por la distribución de presiones debido al clapotis.

El análisis de Sainflou se utiliza para estimar las presiones desarrolladas en presencia del clapotis (Morris, 1963). De acuerdo con esta teoría, el plano horizontal de las oscilaciones de la onda estacionaria asciende una cantidad  $h_0$  por encima del nivel del agua en reposo:

$$h_0 = \frac{\pi H^2}{L} \coth\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \quad (14.60)$$

donde  $H$  y  $L$  son, respectivamente, la altura y la longitud de onda de la ola incidente y  $d$  es la profundidad del agua sin perturbación (figura 14.20). El clapotis tiene oscilaciones con una altura máxima de  $2H$ . A partir de la teoría lineal, el potencial de velocidad,  $\phi$ , para la onda estacionaria de altura  $2H$  es:

$$\phi = - \frac{Hc \cosh [k(y+d)]}{\sinh(kd)} \cos kx \cos \sigma t$$

y:

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} = \frac{Hc\sigma \cosh [k(y+d)]}{\sinh(kd)} \cos kx \sin \sigma t.$$

Nótese que el potencial de velocidades satisface  $u = 0$  en la pared para el que  $x = 0$ . En la pared:

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} = \frac{Hc\sigma \cosh[k(y+d)]}{\sinh(kd)} \sin \sigma t. \quad (14.61)$$

Si se utiliza la ecuación (14.61) en la ecuación de la energía linearizada (14.6), la distribución de presiones en la pared está dada por:

$$p = \rho \left[ -Hc\sigma \frac{\cosh[k(y+d)]}{\sinh(kd)} \sin \sigma t - gy \right].$$

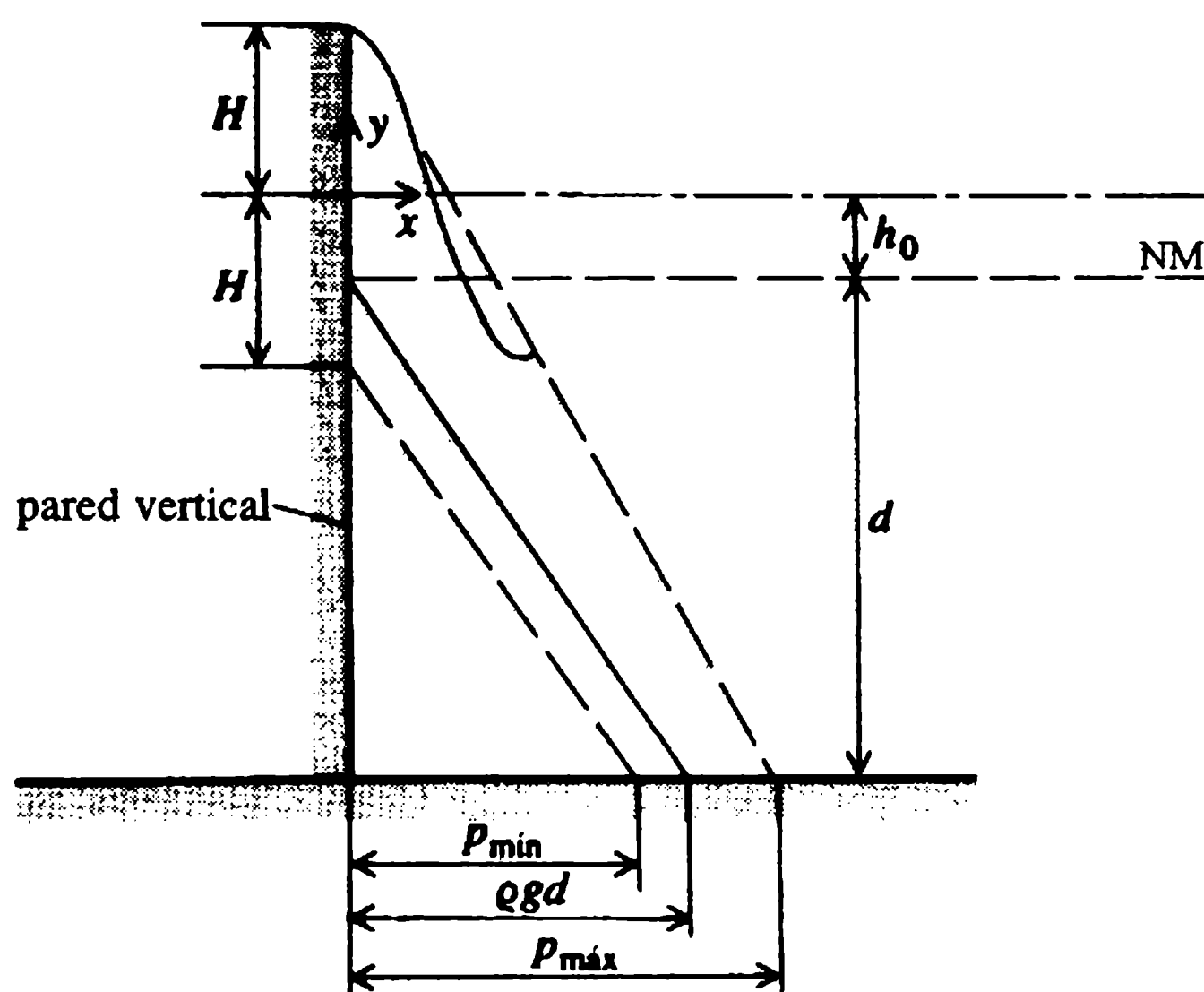
(El segundo término dentro de los corchetes del lado derecho de la ecuación anterior es la contribución de la distribución hidrostática de presión). Con  $c = \sigma/k$ , y  $c^2$  dado por la ecuación (14.13), la presión puede escribirse como:

$$p = \rho \left[ -gH \frac{\cosh[k(y+d)]}{\cosh(kd)} \sin \sigma t - gy \right]. \quad (14.62)$$

En el lecho ( $y = -d$ ), las presiones máxima y mínima son:

$$p = \rho g \left[ \pm \frac{H}{\cosh(kd)} + d \right]. \quad (14.63)$$

Las fuerzas máxima y mínima ejercidas sobre la pared se pueden estimar suponiendo que la presión varía linealmente desde 0 en la superficie hasta el valor dado por la ecuación (14.63) en el lecho. Los perfiles de presión se muestran en la figura



**Figura 14.20** Distribución de presiones en una pared vertical.

14.20. Las presiones máxima y mínima a cualquier profundidad,  $y$ , por debajo del nivel del agua en reposo son:

$$p_{\max} = \rho g \frac{-y+h_0+H}{d+h_0+H} \left[ \frac{H}{\cosh(kd)} + d \right] \quad (14.64)$$

y:

$$p_{\min} = \rho g \frac{-y+h_0-H}{d+h_0-H} \left[ -\frac{H}{\cosh(kd)} + d \right]. \quad (14.65)$$

La fuerza sobre la pared por unidad de ancho debido al clapotis en la posición de la cresta es:

$$F_{\max} = \frac{\rho g}{2} (d+h_0+H) \left[ \frac{H}{\cosh(kd)} + d \right]. \quad (14.66)$$

Con el seno del clapotis en la pared, la fuerza por unidad de ancho es:

$$F_{\min} = \frac{\rho g}{2} (d+h_0-H) \left[ -\frac{H}{\cosh(kd)} + d \right]. \quad (14.67)$$

Los momentos flexores máximo y mínimo alrededor de la base por unidad de ancho de la pared son:

$$M_{\max} = \frac{\rho g}{6} (d+h_0+H)^2 \left[ \frac{H}{\cosh(kd)} + d \right] \quad (14.68)$$

y:

$$M_{\min} = \frac{\rho g}{6} (d+h_0-H)^2 \left[ -\frac{H}{\cosh(kd)} + d \right]. \quad (14.69)$$

En las ecuaciones (14.66) a (14.69) se han incluido los efectos de la distribución hidrostática de las presiones debidos al agua en reposo. Al diseñar la estructura, se debe tener en cuenta la cantidad de agua en reposo detrás de la estructura.

Se pueden desarrollar presiones importantes debido al rompimiento de las olas sobre la pared. El *Manual de protección de costas* recomienda ampliamente el método de Minikin (1963), que genera la distribución de presiones mostrada en la figura 14.21. Consiste en una presión dinámica cuyo pico está al nivel del agua en reposo y a la presión hidrostática debida a la amplitud de la ola. Las presiones son adicionales a las presiones hidrostáticas del agua en reposo.

La presión dinámica pico al nivel del agua en reposo es:

$$p_m = p_b + \frac{1}{2} \rho g H. \quad (14.70)$$

La fuerza sobre la pared se obtiene integrando la variación de presiones. La variación del componente de la presión dinámica con respecto a la profundidad se supo-

ne parabólica con el origen en  $\pm H/2$ . Por consiguiente, la fuerza sobre la pared por unidad de ancho debido al rompimiento de la ola es:

$$F_b = \frac{1}{3}Hp_b + \frac{1}{2}\rho gH\left(d + \frac{H}{4}\right)$$

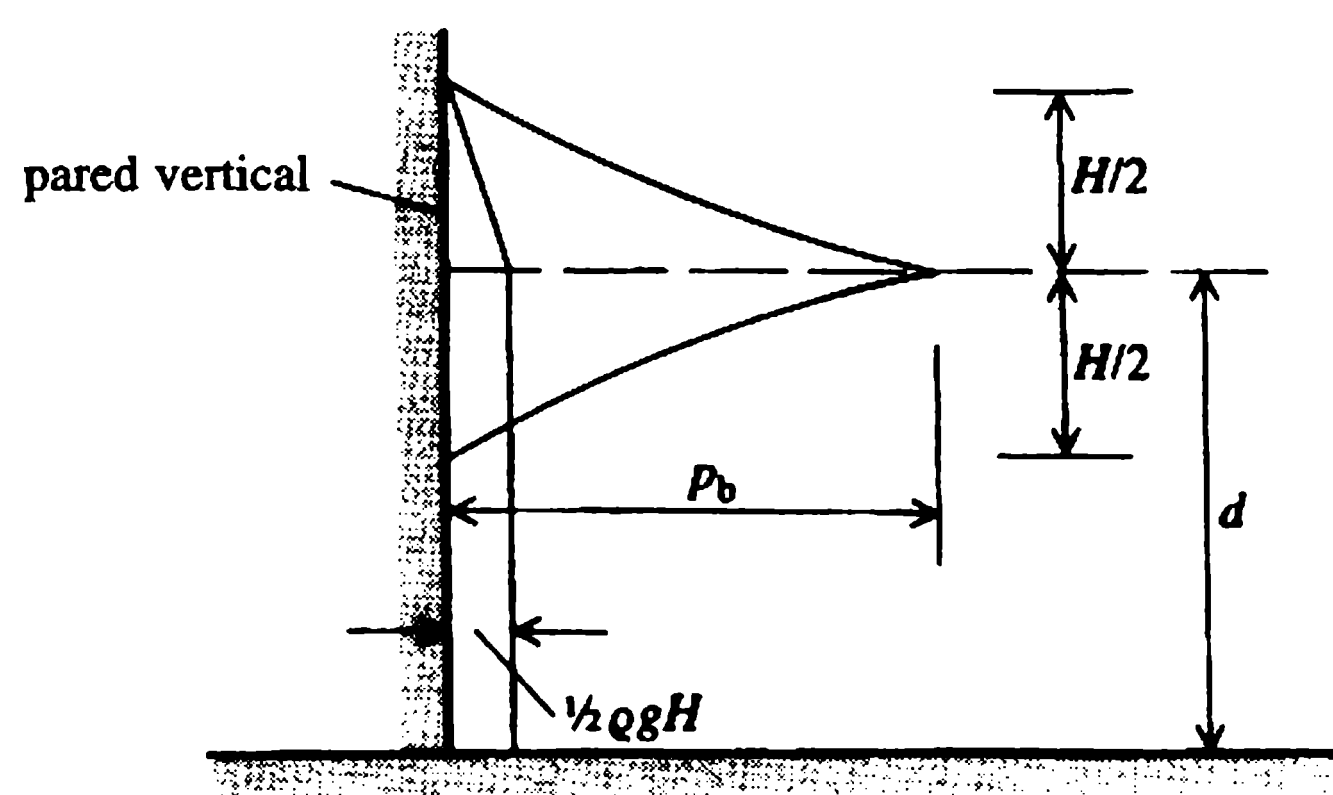
$$= \frac{\rho gH}{6} \left[ 4\pi gH \frac{d}{L} + 3\left(d + \frac{H}{4}\right) \right]. \quad (14.71)$$

Si las pendientes de las paredes forman un ángulo  $\theta$  con la vertical, entonces la presión dinámica  $p_b$  debe multiplicarse por  $\cos^2\theta$ .

### 14.13 Sobrelevación de la onda

Los muros de contención en el mar, muchos de los cuales tienen pendientes con bermas, proporcionan una superficie casi impermeable sobre la cual la ola se abalanza hacia arriba y hacia abajo. A medida que la severidad de las olas aumenta, la protección de la cara del muro hacia el mar se cambia utilizándose desde empujados hasta enrocado o concreto fundido. Algunos ejemplos de muros de contención se muestran en la figura 14.22: (a) escalonados, (b) con taludes suaves y (c) verticales. Los muros mostrados en la figura 14.22(d) son similares en construcción a los rompeolas montados en mampostería, con una capa de revestimiento consistente en unidades de acorazamiento diseñadas para soportar las fuerzas de las olas grandes. Una pendiente suave del muro reduce la reflexión y, por tanto, la erosión en su parte inferior. Los diseños modernos incorporan a menudo una sección curva en la parte superior del muro para desviar las olas hacia abajo [figura 14.22(e)]. Los muros de contención en el mar son costosos de construir y mantener. Su diseño debe prevenir desbordamientos, el pie del muro debe protegerse contra la erosión y se debe instalar un drenaje adecuado detrás de la pared para reducir la falla del talud y la socavación.

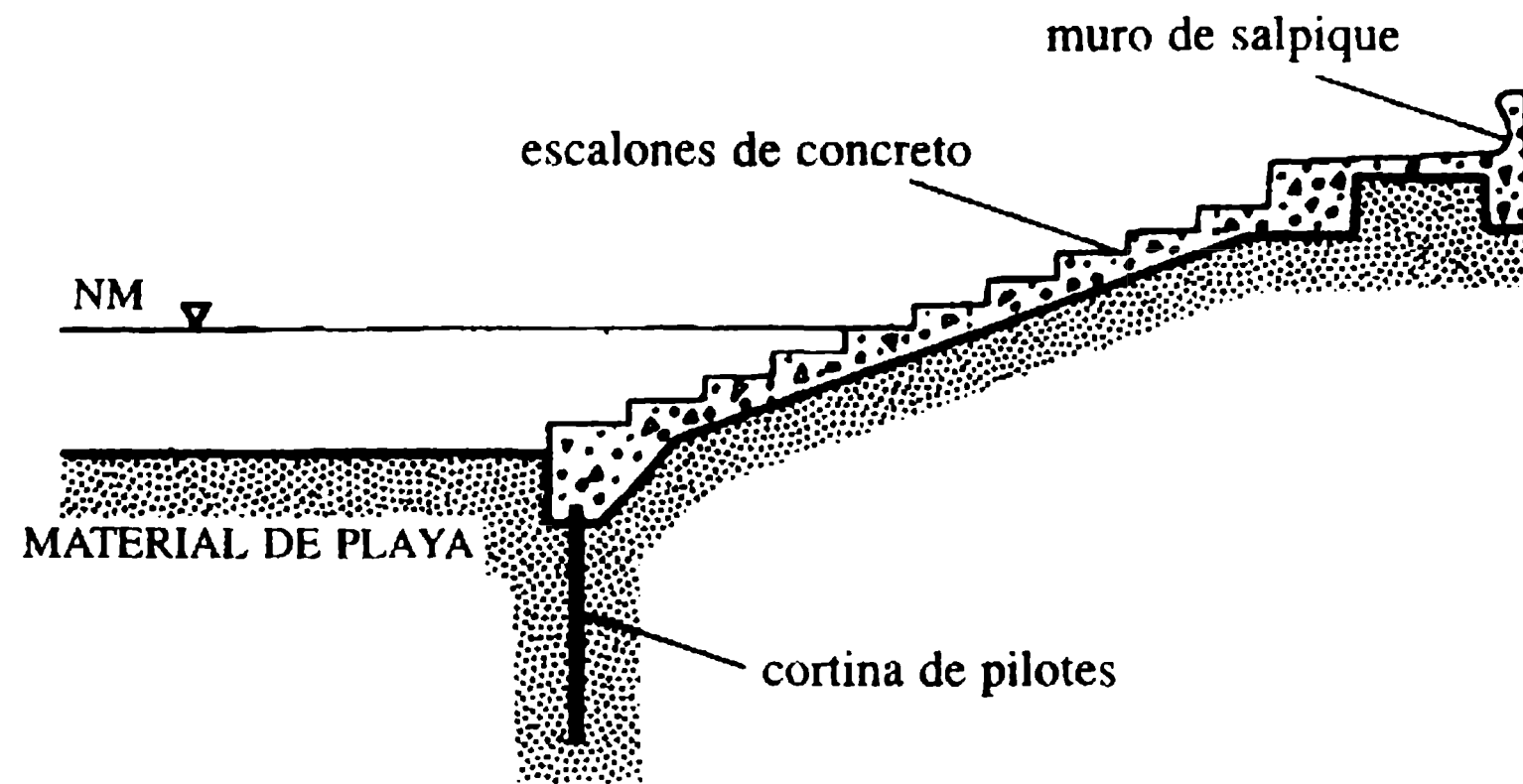
Cuando una ola se rompe en una estructura tal como un muro de contención o un rompeolas, parte de su energía se disipa en turbulencia y el resto se utiliza para



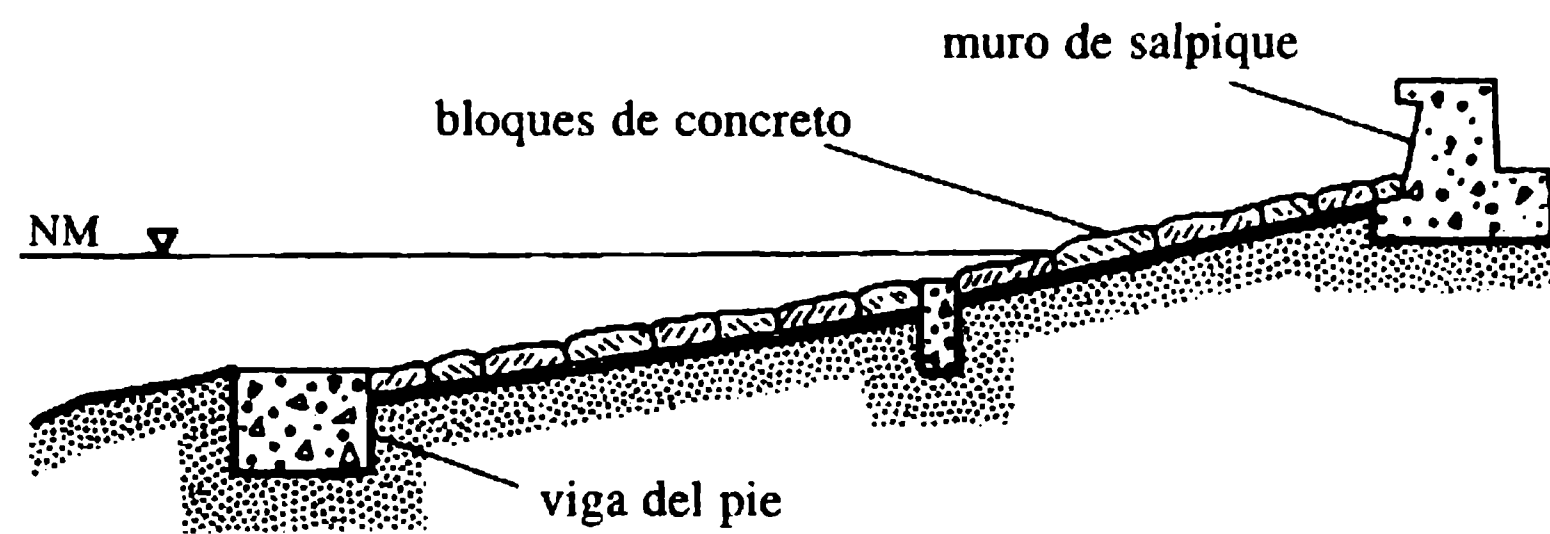
**Figura 14.21** Distribución de presiones sobre una pared vertical debido al rompimiento de una ola.



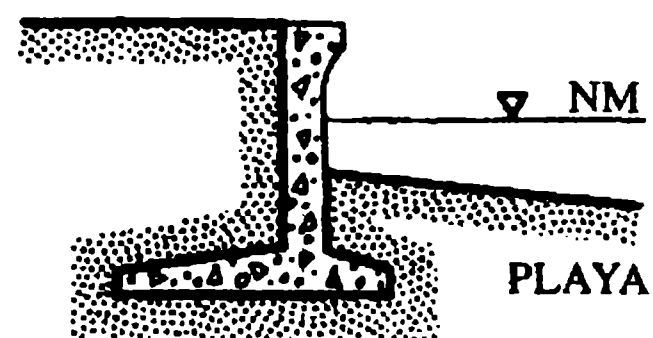
(a) Muro de contención escalonado



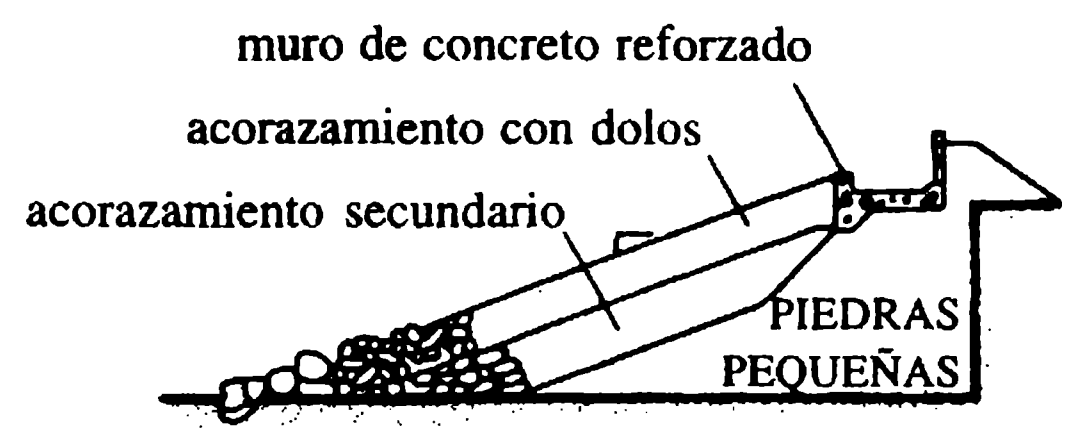
(b) Muro de contención con pendiente suave



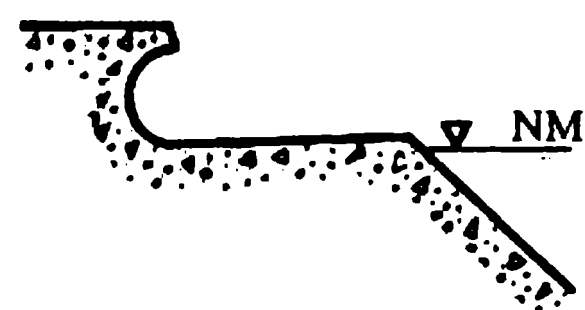
(c) Muro de contención vertical



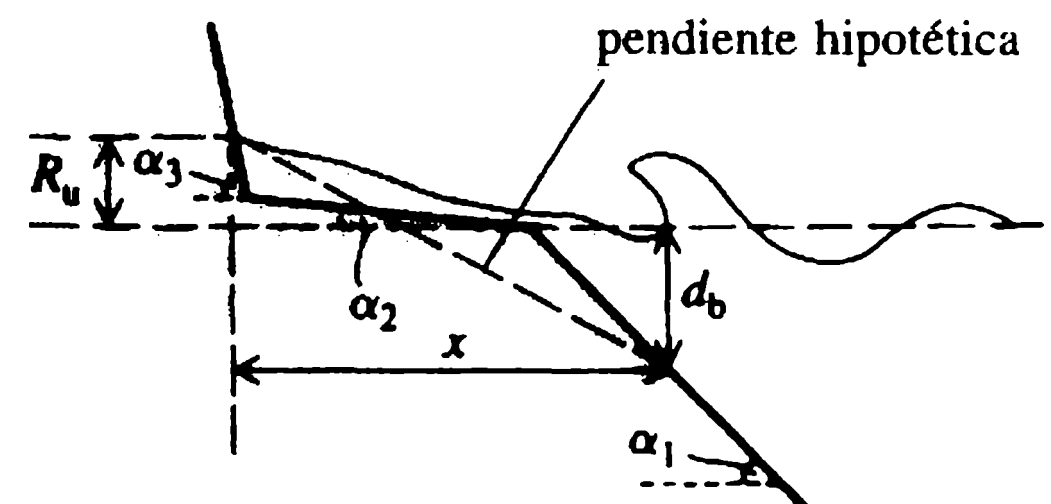
(d) Muro de contención con acorazamiento



(e) Muro de contención incorporando una pared de regreso de la ola



(f) Muro de contención con pendiente compuesta



**Figura 14.22** Ejemplos de muros de contención en el mar.

sobrelevarse en la pared, ganando energía potencial. La altura de la sobrelevación determina si habrá desbordamientos. El talud,  $\beta$ , del paramento de un muro impermeable con la horizontal para asegurar el rompimiento de la ola está dado por Iribarren y Nogales (1949) como:

$$\tan \beta = \frac{8}{T} \left( \frac{H_1}{2g} \right)^{1/2}. \quad (14.72)$$

Los taludes más empinados que  $\beta$  dado por la expresión anterior causan oleadas y reflexión; en pendientes más planas, las olas se rompen en el talud.  $H_1$  es la altura de la onda incidente.

Para oleadas sobre pendientes fuertes, la sobrelevación  $R_u$  es:

$$R_u/H_1 = (\pi/2\beta)^{1/2}. \quad (14.73)$$

Estudios de laboratorio muestran que para oleadas  $R_u/H_1$  no supera a 3.

Para pendientes pequeñas, la sobrelevación  $R_u$  de la ola rompiéndose es la altura vertical por encima del nivel del agua en reposo y está relacionada con la altura de la ola en forma adimensional como:

$$R_u/H_0 = 1.016 \tan \beta (H_0/L_0)^{-0.5}. \quad (14.74)$$

El subíndice '0' designa las condiciones de aguas profundas. Con  $L_0 = gT^2/2\pi$ , la ecuación anterior puede expresarse como:

$$R_u/H_0 = 0.405 \tan \beta (H_0/gT^2)^{-0.5}. \quad (14.75)$$

El *Manual de protección de costas* presenta diagramas para la estimación de la sobrelevación de la ola en rompeolas montados en mampostería y taludes con enrocado.  $R_u$  se reduce por la porosidad y la rugosidad del muro pero los materiales utilizados en condiciones permeables se exponen a empuje debido a la ola en retroceso. La ecuación (14.74) para una superficie impermeable se puede modificar para una superficie porosa, como:

$$R_u/H_0 = 1.016 \tan \beta (H_0/L_0)^{-0.5} r \quad (14.76)$$

donde  $r < 1$  es un factor determinado empíricamente (tabla 14.1).

Los muros de contención en el mar a menudo se diseñan con taludes compuestos que incluyen una berma, la cual reduce la sobrelevación de la ola. Hunt (1959) recomienda un ancho de berma de por lo menos un quinto de la longitud de onda. La sobrelevación en un talud compuesto se estima mediante el método de Saville (1957), en el que se supone una pendiente única que se extiende desde el punto del rompimiento de la ola hasta el punto de máxima sobrelevación y la sobrelevación de la ola se estima para esta pendiente hipotética [figura 14.22(f)]. Puesto que inicialmente no se conoce la sobrelevación, ésta se determina mediante ensayo y error. Primero, se supone la máxima sobrelevación sobre un talud. La profundidad  $d_b$  para la cual la ola se rompe es  $0.78H_b$ , donde  $H_b$  es la altura de la ola en el instante del rompimiento. La sobrelevación para la pendiente hipotética se encuentra a partir de la ecuación (14.74) y se compara con la supuesta (ejemplo). Como los perfiles del muro tienen grandes efectos sobre la reflexión de la onda y afectan la sobrelevación

**Tabla 14.1** Factor  $r$  para varias unidades de acorazamiento

| <i>Unidad de acorazamiento</i>              | <i>r</i> |
|---|----------|
| Suave, impermeable                          | 1.0      |
| Placas de concreto                          | 0.9      |
| Bloques de concreto                         | 0.85-0.9 |
| Prado sobre arcilla                         | 0.85-0.9 |
| Una capa de piedra de cantera (impermeable) | 0.8      |
| Piedra sin labrar colocada al azar          | 0.5-0.8  |
| Dos o más capas de enrocado                 | 0.5      |
| Tetrápodos                                  | 0.5      |

Estos valores se pueden exceder si  $\tan \beta (H_0/L_0)^{-0.5} > 2$  ( $\beta$  = pendiente de la capa de revestimiento).

en la pared, el diseño de grandes proyectos debe involucrar estudios en modelos (Novak y Čábelka, 1981). Para un tratamiento más completo del diseño de muros de contención en el mar se remite al lector a Thomas y Hall (1992).

#### 14 Rompeolas montados

##### ■ mampostería

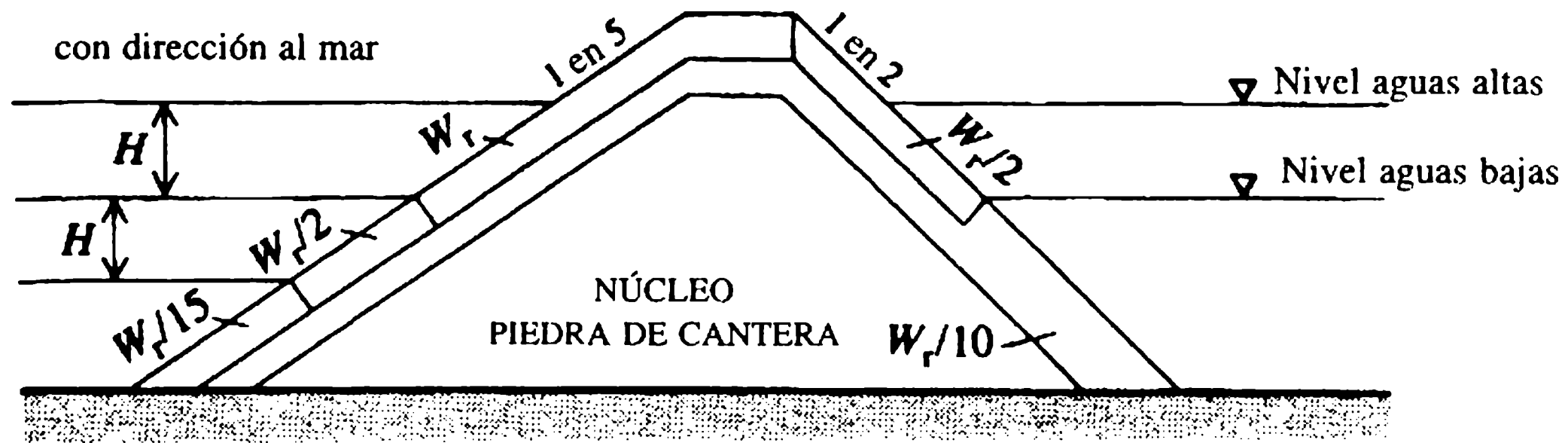
La mayoría de los rompeolas se construyen para la protección de los puertos. En algunos casos pueden ser parte de un muelle o soporte de una carretera. Un rompeolas montado en mampostería y un rompeolas vertical construido sobre montaje de mampostería (Quinn, 1972) se muestran en la figura 14.23. Este tipo de rompeolas consiste de ordinario en un núcleo de rocas de cantera pequeñas, protegidas por una o más capas intermedias o subcapas que separan el núcleo de las capas de revestimiento con grandes unidades de acorazamiento. Las fallas de tales rompeolas pueden deberse a la remoción o daño de las unidades de acorazamiento, desbordamientos que causen socavación, erosión del pie, pérdidas de material de núcleo o problemas en la cimentación (Institution of Civil Engineers, 1983). Las unidades de acorazamiento de estos rompeolas son grandes rocas de cantera o unidades prefabricadas de concreto como tetrápodos, cubos y dolos (figura 14.24), estos últimos fabricados especialmente para reducir la reflexión de las olas y producir un buen grado de entrelazamiento.

Hudson (1961) presentó una fórmula más simple que se usa bastante para determinar la estabilidad de un rompeolas montado en mampostería. Da el peso requerido de las unidades de acorazamiento en la capa de revestimiento en la forma:

$$W_r = \frac{\rho_s g H^3}{K_D (\rho_s / \rho - 1)^3 \cot \beta} \quad (14.77)$$

donde  $W_r$  es el peso de las unidades de acorazamiento individuales,  $\rho_s$  la densidad de las unidades de acorazamiento,  $\beta$  la inclinación de la estructura a la horizontal y  $K_D$  es un coeficiente adimensional. En general, las pendientes de los rompeolas con

(a) Rompeolas montado en mampostería (Quinn, 1972)



(b) Rompeolas de pared vertical

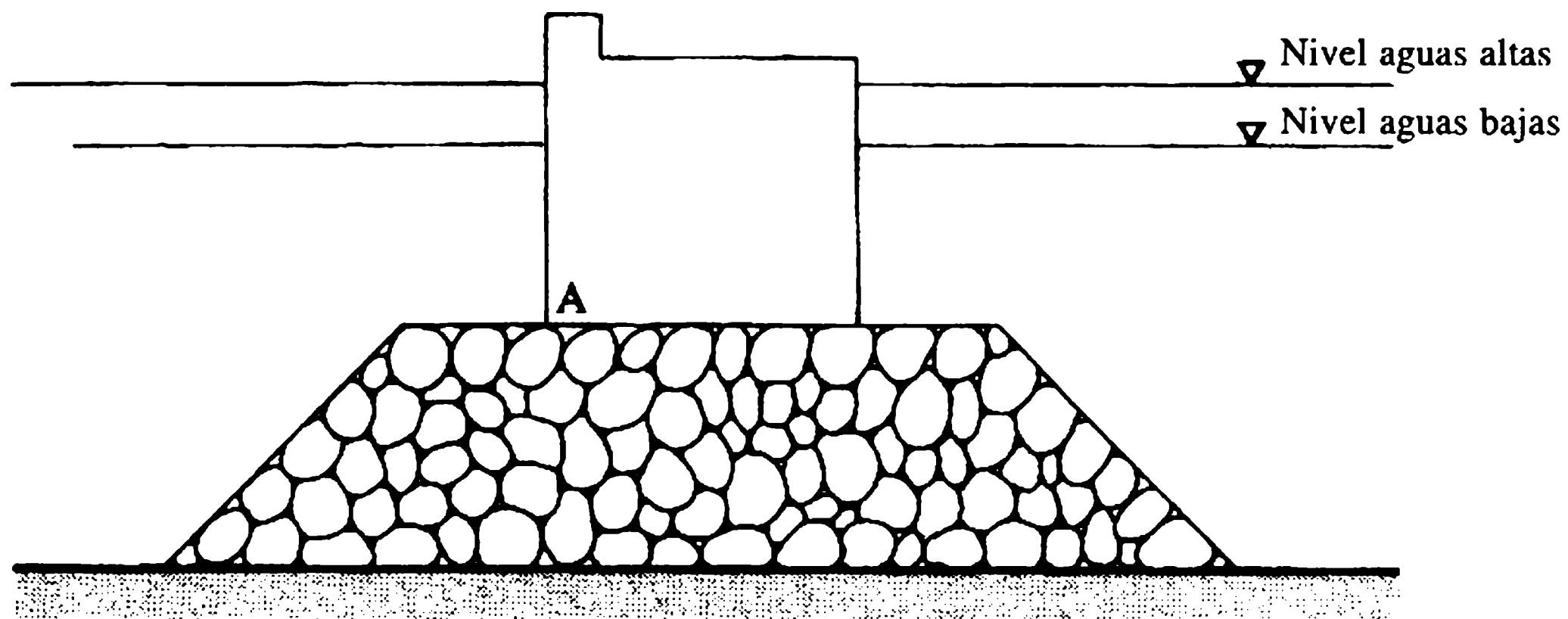


Figura 14.23 Rompeolas usuales.

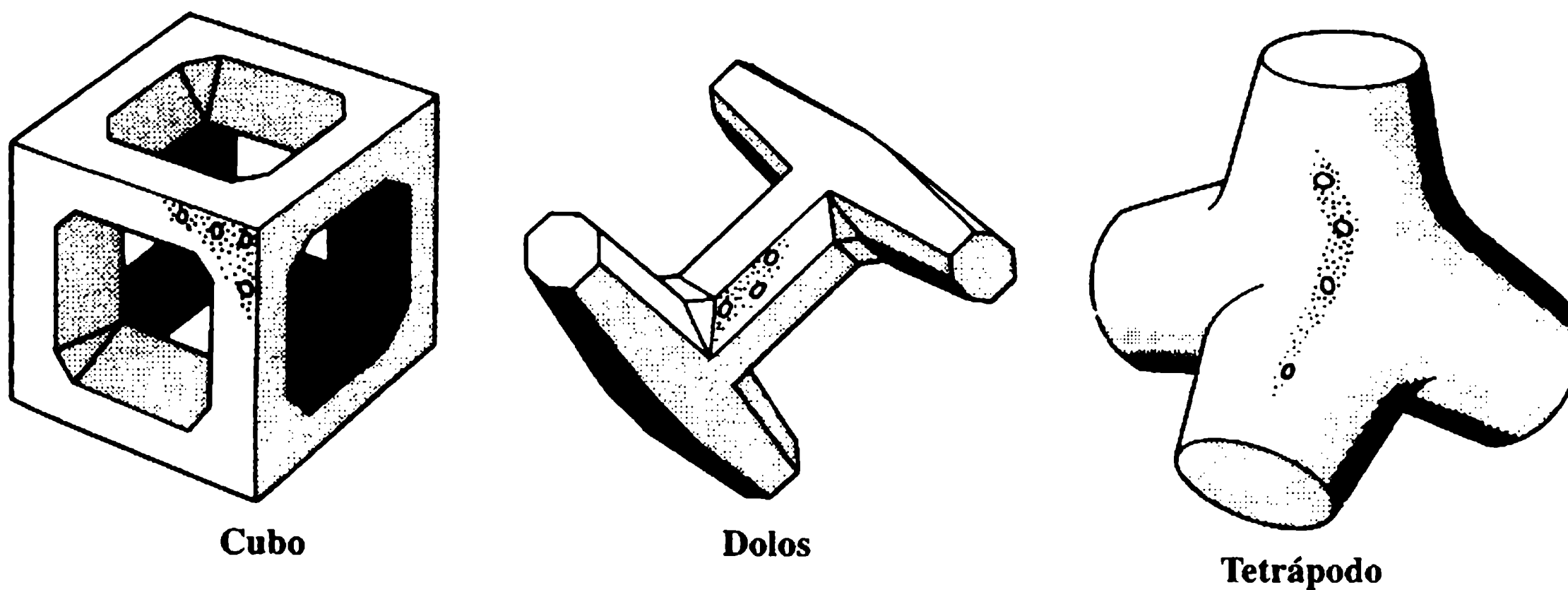


Figura 14.24 Ejemplos de unidades de acorazamiento especialmente fabricadas (Chadwick y Morfett, 1986).

dirección mar adentro varían entre 1 a 1.5 y 1 a 3 (V:H). La fórmula empírica de Hudson es aplicable para pendientes con la capa de revestimiento en el intervalo entre 1 a 1.5 y 1 a 5. Los coeficientes  $K_D$  recomendados por el *Manual de protección de costas* se dan para varias unidades de acorazamiento en la tabla 14.2. Para las unidades de acorazamiento utilizadas en la cabeza de la estructura, se encuentra que  $K_D$  depende de la pendiente de la capa de revestimiento. El uso de una sola capa de revestimiento de piedra de cantera no se recomienda a menos que se tomen precauciones especiales en la colocación. De las unidades fabricadas especialmente, con toda probabilidad los tetrápodos han sido las más populares. Según la tabla 14.2, es evidente que los mayores valores de  $K_D$  están asociados a las unidades fabricadas especialmente.

Debe notarse que la ecuación de Hudson no toma en cuenta el periodo de la onda, las aproximaciones oblicuas de ellas o las irregularidades de las que se aproximan a la costa. Hay evidencia de que la estabilidad de las unidades de acorazamiento es afectada por grupos de olas, denominados así por la tendencia de grandes olas a viajar juntas.

El espesor,  $t_1$ , de la capa de revestimiento que consiste en  $n$  capas de unidades de acorazamiento se calcula a partir de:

$$t_1 = nK'_D(W_r/\rho_s g)^{1/3} \quad (14.78)$$

donde  $K'_D$  es el coeficiente adimensional de la capa. El número requerido,  $N$ , de unidades para un área superficial  $A$  es:

$$N = An \left( 1 - \frac{p_r}{100} \right) \left( \frac{\rho_s g}{W_r} \right)^{2/3} \quad (14.79)$$

**Tabla 14.2** Valores de  $K_D$  en la fórmula de Hudson (SPM): sin daño y desbordamientos menores

| Unidades de acorazamiento          | Número de unidades en la capa de revestimiento | Núcleo de la estructura |                     | Cabeza de la estructura |                     | Pendiente |
|------------------------------------|--|-------------------------|---------------------|-------------------------|---------------------|-----------|
|                                    |  | Ola que se rompe        | Ola que no se rompe | Ola que se rompe        | Ola que no se rompe |           |
| Piedra de cantera lisa             | 2  | 1.2                     | 2.4                 | 1.1                     | 1.9                 | 1.5-3.0   |
| Piedra de cantera lisa             | >3   | 1.6                     | 3.2                 | 1.4                     | 2.3                 | 1.5-3.0   |
| Piedra de cantera angular y rugosa | 2  | 2.0                     | 4.0                 | 1.9                     | 3.2                 | 1.5       |
| Piedra de cantera angular y rugosa | >3   | 2.2                     | 4.5                 | 1.6                     | 2.8                 | 2.0       |
| Piedra de cantera angular y rugosa | >3   | 2.2                     | 4.5                 | 1.3                     | 2.3                 | 3.0       |
| Tetrapodos                         | 2  | 9.0                     | 10.0                | 2.1                     | 4.2                 | 1.5-3.0   |
| Tetrapodos                         | 2  | 9.0                     | 10.0                | 8.3                     | 9.0                 | 1.5       |
| Tetrapodos                         | 2  | 9.0                     | 10.0                | 7.8                     | 8.5                 | 2.0       |
| Tetrapodos                         | 2  | 9.0                     | 10.0                | 6.0                     | 6.5                 | 3.0       |
| Tetrapodos                         | 2  | 9.0                     | 10.0                | 8.0                     | 16.0                | 2.0       |
| Tetrapodos                         | 2  | 15.8                    | 31.8                | 7.0                     | 14.0                | 3.0       |
| Tetrapodos                         | 2  | 15.8                    | 31.8                | 5.0                     | 6.0                 | 1.5       |
| Tetrapodos                         | 2  | 7.0                     | 8.0                 | 4.5                     | 5.5                 | 2.0       |
| Tetrapodos                         | 2  | 7.0                     | 8.0                 | 3.5                     | 4.0                 | 3.0       |

donde  $p_r(\%)$  es la porosidad. Los coeficientes de porosidad y de capas están dados para varias unidades de acorazamiento, en la tabla 14.3.

El ancho de la cresta para rompeolas depende del desbordamiento que pueda ocurrir. También está determinado por el método de construcción. El ancho mínimo recomendado es tres veces el espesor de la capa de revestimiento, es decir:

$$b_{\min} = 3K'_D (W_r / \rho_s g)^{1/3}. \quad (14.80)$$

Existen muchas variaciones en el tamaño y proporción de los materiales utilizados en un rompeolas montado en mampostería. Un rompeolas, con la granulometría utilizada se muestra en la figura 14.23(a). Las fuerzas ejercidas sobre la parte vertical del rompeolas que se muestran en la figura 14.23(b) pueden determinarse mediante los métodos descritos en la sección 14.12. La estructura vertical de este tipo de montaje puede fallar debido al deslizamiento o al volcamiento, a la erosión en el pie, a las presiones generadas en el montaje y a los problemas antes mencionados.

En el diseño de la capa de revestimiento, se puede admitir cierto daño del acorazamiento en la región del ataque de la ola para reducir el tamaño (y costo). El daño se define como un porcentaje del volumen de las unidades de acorazamiento desplazadas en la zona del ataque de la ola. El daño se permite si las capas intermedias y el núcleo del rompeolas del montaje de mampostería no están expuestas al ataque de las olas. Además, una estructura diseñada para resistir olas de moderada severidad puede sufrir daños sin destruirse por completo. Debe haber una comparación entre el costo inicial de construir un rompeolas que resista sin daños las olas más severas y los costos de mantenimiento de un rompeolas diseñado con base en el daño permitido. El *Manual de protección de costas* da la relación entre la altura de la ola que causa un daño porcentual y la altura de la ola responsable del 0-5% del daño. La sobrelevación de la ola en este tipo de rompeolas está dada por la ecuación (14.76). Los factores de reducción debidos a la porosidad y rugosidad de algunas unidades se dan en la tabla 14.1 (Bruun, 1972).

**Tabla 14.3** Coeficientes de  $K'_D$  y la porosidad para las unidades de acorazamiento

| <i>Unidad de acorazamiento</i> | <i>Número de capas</i> | <i>Coeficiente de capas, <math>K'_D</math></i> | <i>Porosidad <math>P_r</math> (%)</i> |
|--------------------------------|------------------------|--|---------------------------------------|
| Piedra de cantera lisa         | 2                      | 1.02   | 38                                    |
| Piedra de cantera rugosa       | 2                      | 1.0  | 37                                    |
| Piedra de cantera rugosa       | >3                     | 1.0  | 40                                    |
| Tetrápodo                      | 2                      | 1.10   | 50                                    |
| Tribar                         | 2                      | 1.02   | 54                                    |
| Dolos                          | 2                      | 0.94   | 56                                    |



#### 4.15 Fuerzas sobre pilas y tuberías

##### 14.15.1 FUERZAS DEBIDO A LAS CORRIENTES

Las estructuras marinas como muelles y boyas de anclaje, contruidos a partir de pilas verticales y tuberías submarinas que vierten efluentes al mar, están expuestas a fuerzas hidrodinámicas debido a las olas y a las corrientes. Una corriente permanente que se aproxima, por ejemplo, debida al flujo de marea ejercerá fuerzas constantes y fluctuantes sobre las estructuras cilíndricas. Si los cilindros están alejados de las fronteras sólidas, las fuerzas que actúan son una permanente en línea en conjunto con las fuerzas fluctuantes en línea y de sustentación. Por otra parte, una tubería que reposa sobre el lecho del mar además estará sometida a una fuerza de sustentación constante que actúa hacia afuera del lecho debido a la asimetría del patrón de flujo. Los efectos de las fuerzas fluctuantes se analizan en la sección 14.16.

Si se considera un cilindro aislado, liso, de diámetro  $D$ , cuyo eje es normal al flujo uniforme, la fuerza constante en línea o de arrastre por unidad de longitud del cilindro,  $F_D$ , se expresa en general como:

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho V^2 D \quad (14.81)$$

donde  $C_D$  es el coeficiente de arrastre.  $C_D$  es función del número de Reynolds,  $Re = VD/\nu$ , donde  $V$  es la velocidad aguas arriba del cilindro,  $\nu$  es la viscosidad cinemática del fluido (Schlichting, 1960).  $C_D$  disminuye con  $Re$  para flujo laminar en la capa límite a lo largo de la periferia del cilindro. Para  $Re \sim 10^5$  (el valor preciso depende del nivel de turbulencia de la corriente y la rugosidad del cilindro), se presenta la transición a flujo turbulento en la capa límite con una descarga brusca del valor de  $C_D$  (Schlichting, 1960).

Las fuerzas ejercidas sobre una tubería en la proximidad del lecho del mar dependen del número de Reynolds del flujo, de la rugosidad relativa del lecho y del cilindro, y de la distancia entre el lecho y la tubería, expresada como una relación del diámetro de la tubería. Experimentos llevados a cabo por Littlejohns (1974) en el estuario Severn (Reino Unido) muestran que para cilindros que reposan en el lecho del mar los coeficientes de arrastre y de sustentación son 1.15 y 1.27, respectivamente.

##### 14.15.2 FUERZAS DE LAS OLAS

Al estimar las fuerzas de las olas, el tamaño del cilindro respecto a la longitud de onda es importante. Si la relación entre el diámetro del cilindro y la longitud de onda  $D/L$  es inferior a 0.2, la viscosidad del flujo y, por tanto, los efectos de separación, se tornan importantes. En este caso, las perturbaciones debido a la presencia del cilindro son locales y las fuerzas de las olas se determinan mediante la ecuación de Morison (14.82). Por otra parte, para  $D/L > 0.2$ , los movimientos de las partículas de fluido son pequeños respecto al diámetro del cilindro y el flujo alrededor del cuerpo no experimenta separación. Las olas se dispersan y se utiliza un análisis de

difracción para encontrar la distribución de presiones sobre el cilindro y, por consiguiente, la fuerza. El tópico de las fuerzas de las olas se trata exhaustivamente en Sarpkaya e Isaacson (1981) y Chakrabarti (1987).

#### a. Fuerzas de las olas sobre cilindros verticales pequeños

La ecuación de Morison para la fuerza de la ola ejercida sobre un cilindro sumergido de diámetro pequeño considera que la fuerza simplemente es la suma de las fuerzas de arrastre y de inercia. La última surge como consecuencia de la naturaleza no constante del campo de olas. La ecuación de Morison para la fuerza en línea,  $F_i$ , por unidad de longitud del cilindro es:

$$\frac{dF_i}{dy} = C_D \frac{\rho}{2} |u| u D + C_M \frac{\rho \pi D^2}{4} \frac{du}{dt} \quad (14.82)$$

donde  $C_D$  es el coeficiente de arrastre,  $C_M$  es el coeficiente de inercia,  $u$  y  $du/dt$  son respectivamente la velocidad de la partícula y la aceleración normal al eje del cilindro y  $D$  es el diámetro del cilindro. Se determinan a lo largo del eje del cilindro como si éste estuviera ausente. El primer término del lado derecho de la ecuación (14.82) es el término del arrastre, que utiliza el valor absoluto de la velocidad para que la dirección de la fuerza resulte alineada con el vector de velocidad instantáneo de la partícula. El segundo término es la fuerza de la inercia que surge del carácter no constante del campo del flujo aun si el fluido es no viscoso (a menudo se calcula  $C_M$  utilizando la teoría del flujo no viscoso).

Si se colocan  $x = 0$  en el eje del cilindro,  $u$  y  $du/dt$  pueden expresarse como:

$$u = u_m \sin \sigma t, \quad du/dt = u_m \sigma \cos \sigma t,$$

donde  $u_m$  es la velocidad máxima. Al utilizar las expresiones anteriores, la ecuación (14.82) arroja (en forma adimensional):

$$\frac{d(2F_i/\rho u_m^2 D^2)}{d(y/D)} = C_D |\sin \sigma t| \sin \sigma t + C_M \frac{\pi^2 D}{u_m T} \cos \sigma t. \quad (14.83)$$

El término  $u_m T/D$  se conoce como el número de Keulegan-Carpenter,  $K_c$ . A partir de las ecuaciones (14.16) y (14.18) se puede demostrar que  $K_c = 2\pi X/D$ . Así,  $K_c$  especifica la importancia relativa de la distancia de viaje de las partículas del fluido respecto al diámetro del cilindro. En la ecuación (14.83) es evidente que para valores pequeños de  $K_c$  (en la práctica, inferiores a 1.0), la fuerza de la inercia domina la fuerza de arrastre. Si  $K_c$  es grande, la separación resulta importante de manera que el arrastre prepondera sobre la fuerza de la inercia.

La fuerza en línea por unidad de longitud,  $dF_i/dy$ , dada por la ecuación (14.82) se obtiene al sustituir  $u$  de la ecuación (14.16) y  $du/dt$ , la derivada temporal de  $u$ .

Suponiendo que los valores de  $C_D$  y  $C_M$  son constantes a través de la profundidad,  $F_i$  después de la integración de la ecuación (14.82) es:

$$F_i = -C_D \frac{\rho}{32k} H^2 \sigma^2 D \frac{\sinh(2kd) + 2kd}{\sinh^2(kd)} |\sin \sigma t| \sin \sigma t$$

$$- C_M \frac{\rho \pi D^2 a \sigma^2}{4k} \cos \sigma t. \quad (14.84)$$

Sea:

$$A_D = \frac{\sigma^2}{k} \frac{\sinh(2kd) + 2kd}{\sinh^2(kd)}$$

y  $A_I = \sigma^2/k$ . Para la fuerza máxima,  $F_{im}$ , sobre el cilindro, la derivada temporal de  $F_i$  debe ser cero, es decir,  $dF/dt = 0$ . Si  $t = t_m$ , para el cual  $F_i$  es igual al máximo valor de  $F_{im}$ , entonces:

$$\sigma t_m = \arccos \left[ 2\pi \left( \frac{C_M}{C_D} \right) \frac{A_I D}{A_D H} \right]. \quad (14.85)$$

De acuerdo con la ecuación (14.84),

$$F_{im} = C_D \frac{\rho}{32} H^2 D A_D \sin^2(\sigma t_m) + C_M \frac{\rho \pi D^2}{8} H A_I \cos(\sigma t_m). \quad (14.86)$$

Para un cilindro aislado en un fluido no viscoso,  $C_M = 2.0$ . Sin embargo,  $C_D$  y  $C_M$  son funciones del número de Reynolds, el número de Keulegan-Carpenter y la rugosidad de la superficie. El crecimiento de las plantas y organismos marinos sobre la superficie del cilindro sin duda afectará la rugosidad y el diámetro efectivo del cilindro. La presencia de corrientes también afecta los coeficientes. Por consiguiente, la selección de valores apropiados de  $C_D$  y  $C_M$ , no es fácil.

Sorenson (1978) recomienda  $C_D = 1.0$  y  $C_M = 1.5$ . Si el número de Reynolds, definido como  $Re = u_m D / \nu$ , es del orden de  $10^5$ , el flujo es crítico puesto que se produce la transición hacia la turbulencia en la capa límite del cilindro liso. Muir Wood y Fleming (1969) sugieren valores de  $C_D$  y  $C_M$  en función de  $Re$  y  $K_c$ . En el intervalo post-crítico,  $C_D$  y  $C_M$  se pueden suponer aproximados a 0.6 y 1.5, respectivamente. En la zona crítica,  $C_D$  puede variar entre 1.2 y 0.6 (Schlichting, 1960).

Si el eje del cilindro está inclinado en un ángulo hacia la dirección de la propagación de la onda, entonces se utilizan en la ecuación de Morison la velocidad y la aceleración normales al eje para obtener la fuerza. La fuerza tangencial ejercida por los componentes de velocidad a lo largo del cilindro es relativamente pequeña.

Los cilindros verticales pueden experimentar la fuerza del rompimiento de las olas. Si la altura de la ola en el rompimiento es  $H_b$ , la fuerza ejercida sobre el cilindro puede expresarse como:

$$F_B = C_B \rho g D H_b^2. \quad (14.87)$$

Se encuentra que el coeficiente  $C_B$  varía entre 1.2 y 3.0.

## b. Cilindros horizontales

Para un cilindro horizontal, cuyo eje es paralelo a la cresta de la ola, la fuerza por unidad de longitud del cilindro es, de acuerdo con la ecuación de Morison,

$$F_i = C_D \frac{\rho}{2} |u| u D + C_M \rho \frac{\pi D^2}{4} \frac{\partial u}{\partial t}. \quad (14.88)$$

$u$  y  $\partial u/\partial t$  son perpendiculares al eje del cilindro. En la ecuación (14.88),  $C_D$  y  $C_M$  de nuevo dependen del número de Reynolds, los números de Keulegan-Carpenter y la rugosidad, y también de la relación de brecha  $G/D$  ( $G$  es la distancia entre el cilindro y el fondo del mar).  $C_M$  para flujo sin fricción es 3.3 para un cilindro liso que reposa sobre el fondo del mar ( $G/D=0$ ). Littlejohns en Bahía Perrin, Cornwall, Reino Unido, ha conducido experimentos para determinar el valor de los coeficientes en condiciones de campo (Littlejohns, 1982). Teniendo en cuenta la dispersión de los resultados, que es natural en las condiciones de ensayo, los valores apropiados son  $C_D=1.0$  y  $C_M=2.4$  para cilindros que reposan sobre el fondo del mar, con  $K_c$  hasta 13.0.

Para el diseño de tuberías submarinas en aguas poco profundas, se debe obtener el patrón de refracción de la ola. La dirección de las olas con respecto a la tubería se determina a lo largo de esta última antes de que las olas se rompan. Para evaluar las fuerzas de las olas sobre la tubería se utilizan los componentes de velocidad y aceleración de la partícula normales al eje de la tubería en la ecuación de Morison. Se conoce muy poco acerca de las fuerzas sobre tuberías una vez que se rompen las olas. Las tuberías submarinas, en especial en aguas poco profundas, están normalmente enterradas. Sin embargo, se puede permitir que reposen en el fondo del mar antes de enterrarlas. Algunas veces las características del lecho marino pueden ser tales que no es posible enterrarlas ni anclarlas. En este caso se debe considerar la estabilidad de la tubería contra el rodamiento.

Como se observa en la figura 14.25, la tubería está sometida a fuerzas en línea debido a la acción combinada de las corrientes y las olas,  $F_i$ , y la fuerza de empuje  $F_L$  ( $F_i$  y  $F_L$  están dadas por unidad de longitud de la tubería). Sea  $W$  el peso sumergido de la tubería por unidad de longitud. Para estabilidad contra el rodamiento:

$$F_i < \mu(W - F_L)$$

donde  $\mu$  es el coeficiente de fricción para la interfaz lecho marino-tubería.

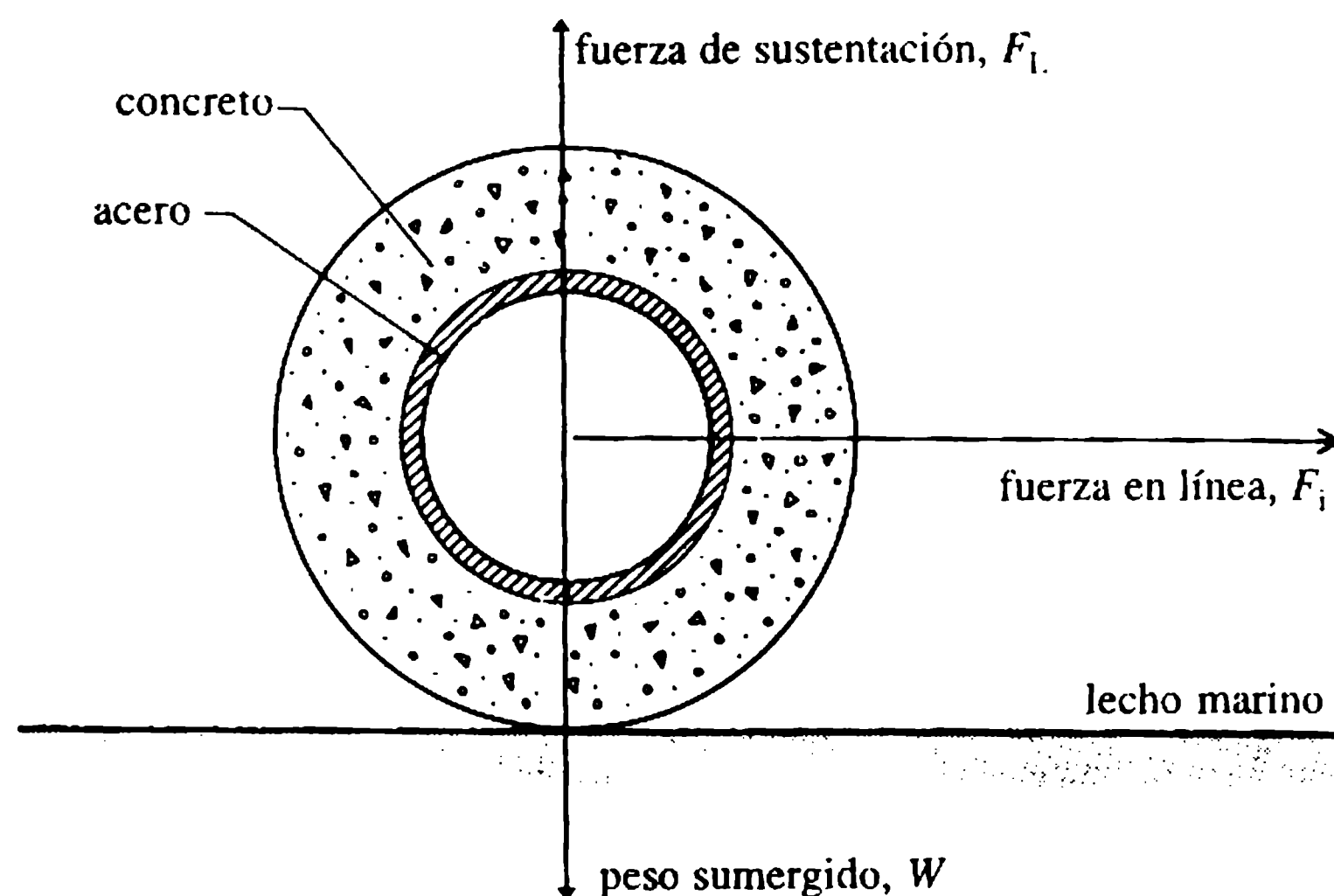
Hasta ahora en esta sección se ha utilizado la teoría lineal para la velocidad y aceleración del fluido. En aguas profundas se debe utilizar la teoría de Stokes de orden más alto para describir la cinemática de las partículas. Cerca de la costa puede que la teoría lineal no sea suficientemente precisa y subestime las fuerzas.

### c. Fuerzas de olas sobre grandes cilindros

La teoría de difracción lineal se utiliza para determinar las fuerzas de las olas sobre grandes cilindros, cuyos diámetros son superiores a 0.2 veces la longitud de onda; en este aparte sólo se describe con brevedad. El potencial de velocidades,  $\phi_T$ , del campo en presencia del cilindro se expresa como:

$$\phi_T = \phi_i + \phi_s$$

donde  $\phi_i$  es el potencial de la ola incidente y  $\phi_s$  es el potencial de la onda dispersada.  $\phi_s$  debe satisfacer la condición de energía linealizada en la superficie libre, la condi-



**Figura 14.25** Fuerzas ejercidas sobre una tubería submarina.

ción de no penetración en el lecho marino y la condición de que la velocidad sobre la superficie del cilindro debido a la onda dispersada debe ser igual y opuesta a la de la ola incidente. A grandes distancias del cilindro, una condición de frontera llamada condición de radiación de Sommerfeld debe imponerse a la onda dispersada. La ecuación de Laplace [ecuación (14.4)] para  $\phi_s$  se resuelve satisfaciendo las condiciones de frontera cinemáticas en el lecho marino y en el cilindro, las condiciones de frontera dinámicas en la superficie libre y la condición de radiación en el infinito. Enfoques numéricos que utilizan las funciones de Green (Garrison y Chow, 1972), el método de elementos finitos (Bai, 1975) y, más recientemente, el método de elementos de frontera (Brebba, 1978) se emplean para calcular  $\phi_s$ .

Una vez que se conocen  $\phi_s$  y por tanto  $\phi_T$ , se obtienen las presiones sobre el cilindro a partir de la ecuación (14.6) sin el término de la presión hidrostática. La integración de la distribución de presión da la fuerza sobre el cilindro. La variación de la fuerza en línea máxima adimensional  $F_{im}/[\rho g H D d \tanh(kd)/kd]$  en función de  $kD$  para un cilindro vertical agujereado en la superficie se muestra en la figura 14.26.

#### 14.15.3 FUERZAS DE LAS OLAS SOBRE TUBERÍAS EN LA REGIÓN DE POCA PROFUNDIDAD

A medida que las olas se mueven progresivamente hacia la costa, los efectos no lineales tienen impacto importante sobre la altura de la ola. La altura de la onda de las olas paralelas predichas por la teoría de ondas de amplitud finita puede ser mayor que la calculada por la ecuación (14.33) de la teoría lineal. Iwagaki, Shiota y Doi (1982) proponen una expresión aproximada simple de la altura de la onda en aguas poco profundas evitando cálculos complejos de la teoría de la onda cnoidal. Swift y Dixon (1987) presentan curvas de disminución de profundidad con base en una solución en series de la función de corriente.

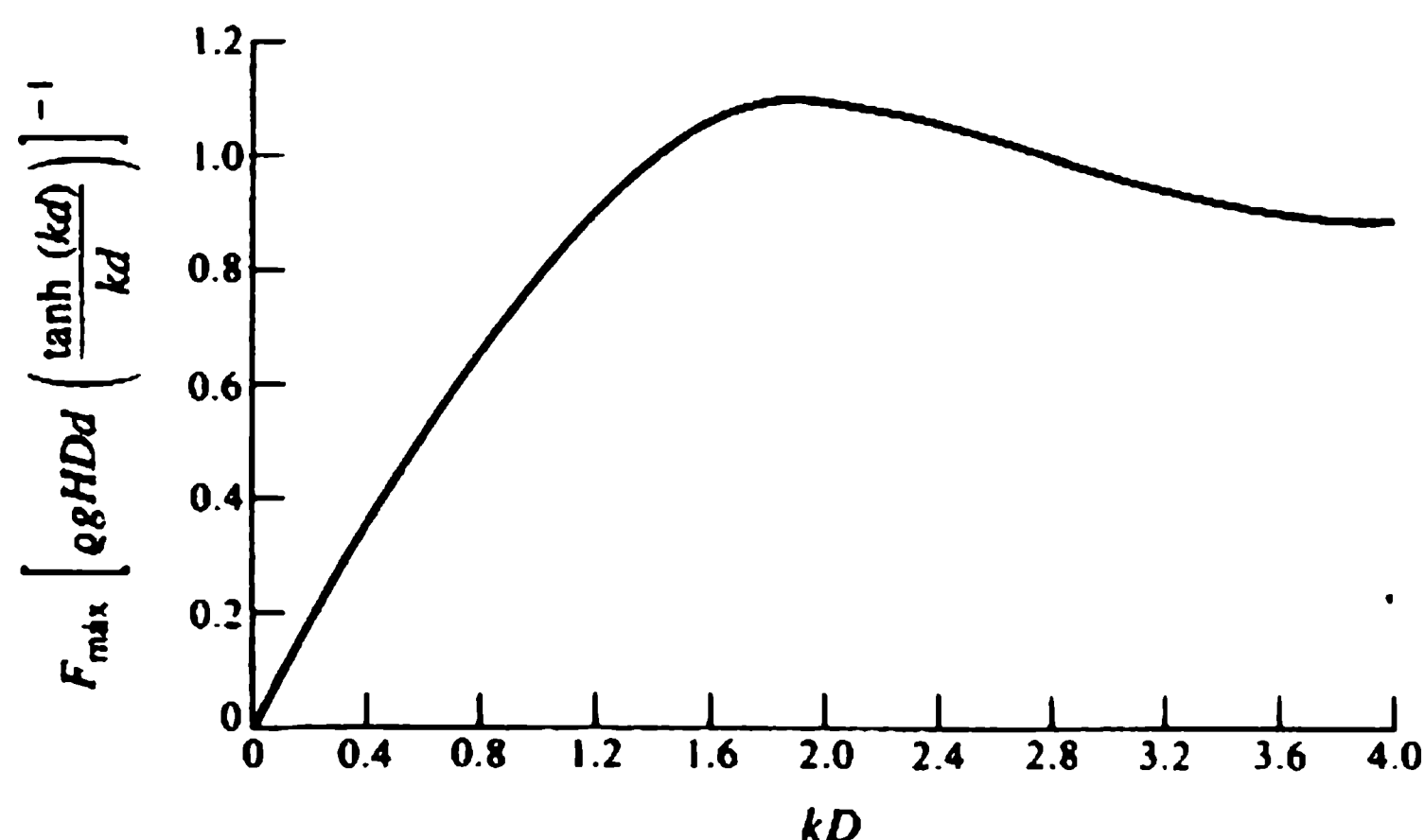


Las fuerzas de la ola ejercidas sobre cilindros horizontales paralelos a la cresta de la ola se calculan utilizando la ecuación de Morison (14.82) en la región de poca profundidad antes del rompimiento de la ola. La cinemática en la posición del cilindro para la onda sin perturbación se debe determinar utilizando una teoría de amplitud finita como la de la función de corriente (Huang y Hudspeth, 1982). Experimentos en laboratorio muestran que la teoría de olas cnoidal para la cinemática de la ola (Yuksel y Narayanan, 1994a) es razonablemente satisfactoria para las fuerzas de las olas. Sin embargo, permanece la dificultad para seleccionar los coeficientes de arrastre y de inercia apropiados. Cuando las olas se aproximan al cilindro en sentido oblicuo, se aplica el componente de la velocidad normal al cilindro en la ecuación de Morison para determinar la fuerza de la ola.

El rompimiento incipiente de la ola para la que el criterio está dado por las ecuaciones (14.40) y (14.41) coincide con la ocurrencia de la máxima altura de la ola que se manifiesta cuando inicia una burbuja con la formación de espuma acompañante. En la etapa posterior de pulsación, la cresta de la ola cae sobre el agua que se mueve hacia adelante. La altura de la ola en el punto de pulsación es cerca de 60% la del punto del rompimiento. Estudios experimentales sobre las fuerzas de olas en rompimiento sólo están disponibles para olas que se aproximan normalmente al cilindro (Yuksel y Narayanan, 1994b). En cilindros horizontales en su totalidad sumergidos en agua y que reposan sobre una playa rígida, las fuerzas máximas ocurren cuando el cilindro se coloca en el punto de sacudida. La fuerza de choque sobre el cilindro colocado en el punto de sacudida no es constante sino que exhibe aleatoriedad; por tanto se utiliza una medida estadística de la fuerza de la ola en rompimiento para cierta probabilidad de excedencia.

#### 14.16 Oscilaciones inducidas por vórtices

Las fuerzas fluctuantes que se ejercen sobre las pilas en presencia de corrientes pueden excitar oscilaciones y conducir a la falla de la estructura; también son posibles oscilaciones de las pilas durante la construcción.



**Figura 14.26** Máxima fuerza de ola sobre un cilindro vertical grande.



Considérese un cilindro anclado rígidamente expuesto a un flujo bidimensional permanente normal a su eje. El patrón de flujo en la estela del cilindro depende del número de Reynolds del flujo. Cuando el número de Reynolds excede alrededor de 70, se presenta la separación de la capa límite. Las capas de corte separadas se enrollan en vórtices que se emiten de forma alternada desde el cilindro en los extremos de una línea perpendicular al flujo. La frecuencia de emisión de vórtices,  $f_v$ , se expresa en términos del número de Strouhal,  $S$ , definido como  $f_v D/U$ . Para el número de Reynolds superior a 1000,  $S = f_v D/U \approx 0.2$ .

La emisión alternada de vórtices es responsable de los componentes de las fuerzas periódicas en línea y transversal ejercidas sobre el cilindro. La excitación transversal del flujo ocurre a la misma frecuencia que la de la emisión de vórtices,  $f_v$ . Por otra parte, las fluctuaciones en línea de la fuerza son el doble de la frecuencia  $f_v$ . Las fluctuaciones en línea de las fuerzas no son importantes con respecto a las oscilaciones inducidas por el flujo en el aire, pero pueden serlo en el agua. En consecuencia, las pilas verticales en agua, en circunstancias desfavorables, son susceptibles a oscilaciones tanto en línea como transversales.

El comportamiento de una pila vertical se representa mediante un sistema en voladizo con el extremo fijo en el lecho del mar. Tal sistema de un grado de libertad sometido a la acción de una fuerza de excitación y con amortiguamiento lineal se representa con la ecuación diferencial:

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = F(t) \quad (14.89)$$

donde  $M$  es la masa,  $C$  es el coeficiente de amortiguación,  $K$  es la rigidez y  $F(t)$  es la fuerza de excitación, la cual es función del tiempo.  $\ddot{x}$  y  $\dot{x}$  son la primera y segunda derivadas del desplazamiento  $x$  con respecto al tiempo  $t$ , respectivamente.

Para oscilaciones libres,  $C = 0$  y  $F(t) = 0$ , y el sistema tiene una frecuencia natural  $f_n = (1/2\pi)(k/M)^{1/2}$ . Si sólo  $F(t) = 0$  en la ecuación (14.89), el sistema se comporta con oscilaciones amortiguadas  $C < C_c$  (amortiguación crítica):

$$C_c = 4\pi M f_n. \quad (14.90a)$$

La reducción de la amplitud de las oscilaciones amortiguadas es logarítmica. Una medida conveniente de la amortiguación es el decrecimiento logarítmico,  $\delta$ , que se define como el logaritmo natural de la relación entre cualquiera de las dos amplitudes sucesivas de oscilaciones. Se puede expresar como:

$$\delta = 2\pi\zeta/(1 - \zeta^2)^{1/2} \quad (14.90b)$$

donde  $\zeta = C/C_c$ . Cuando la frecuencia de la fuerza de excitación  $F(t)$  coincide con la frecuencia natural  $f_n$ , ocurre la resonancia.

En una estructura real, la distribución de masa,  $m_s$ , a lo largo de la pila puede no ser uniforme; se deben considerar también la masa del agua que entra,  $m_w$ , en una pila hueca y la masa añadida,  $m_a$ , que resulta del movimiento de la pila en el agua. La masa por unidad de longitud es entonces:

$$m = m_s + m_w + m_a.$$

La masa añadida puede expresarse como  $m_a = C_a \rho \pi D^2 l / 4$ . Para un cilindro aislado,  $C_a = 1$ .  $C_a$  está relacionado con  $C_M$ , el coeficiente de inercia, como  $C_a = C_M - 1$ . La pila puede no estar sumergida por completo; en este caso, se considera sólo la masa del agua que entra y la masa añadida de la porción inmersa de la pila.

En el análisis de la respuesta dinámica, la estructura real se remplace por un cilindro equivalente con la misma sección transversal pero de longitud igual a la profundidad del agua (figura 14.27). La estructura real y el cilindro equivalente tienen las mismas formas modales, frecuencia natural y propiedades inerciales. Mediante este artificio se pueden utilizar los resultados experimentales de un voladizo con un extremo fijo en el lecho para analizar la estructura real. En esta sección sólo se considera el caso simple de la pila vertical con una distribución uniforme de masa, sin masa en los extremos y sin restricciones. Las pilas de longitudes mayores que la profundidad del agua y con restricciones y masas en los extremos con ejemplos se tratan por completo en Hallam, Heaf y Wootton (1978).

La frecuencia natural de un voladizo con una masa efectiva  $m_e$  con una longitud, es:

$$f_n = 0.56(EI/m_e l^4)^{1/2} \quad (14.91)$$

donde  $E$  es el módulo de elasticidad e  $I$  es el segundo momento de área:  $l$  es la 'longitud efectiva' de la pila, que es igual a la profundidad del agua más la profundidad aparente de fijación (figura 14.27) para permitir la rigidez de la interacción pila-suelo. Para una arcilla rígida, la profundidad de fijación aparente es de  $3.5D$  a  $4.5D$ , donde  $D$  es el diámetro de la pila. Para limos muy blandos es de  $7D$  a  $8.5D$ .

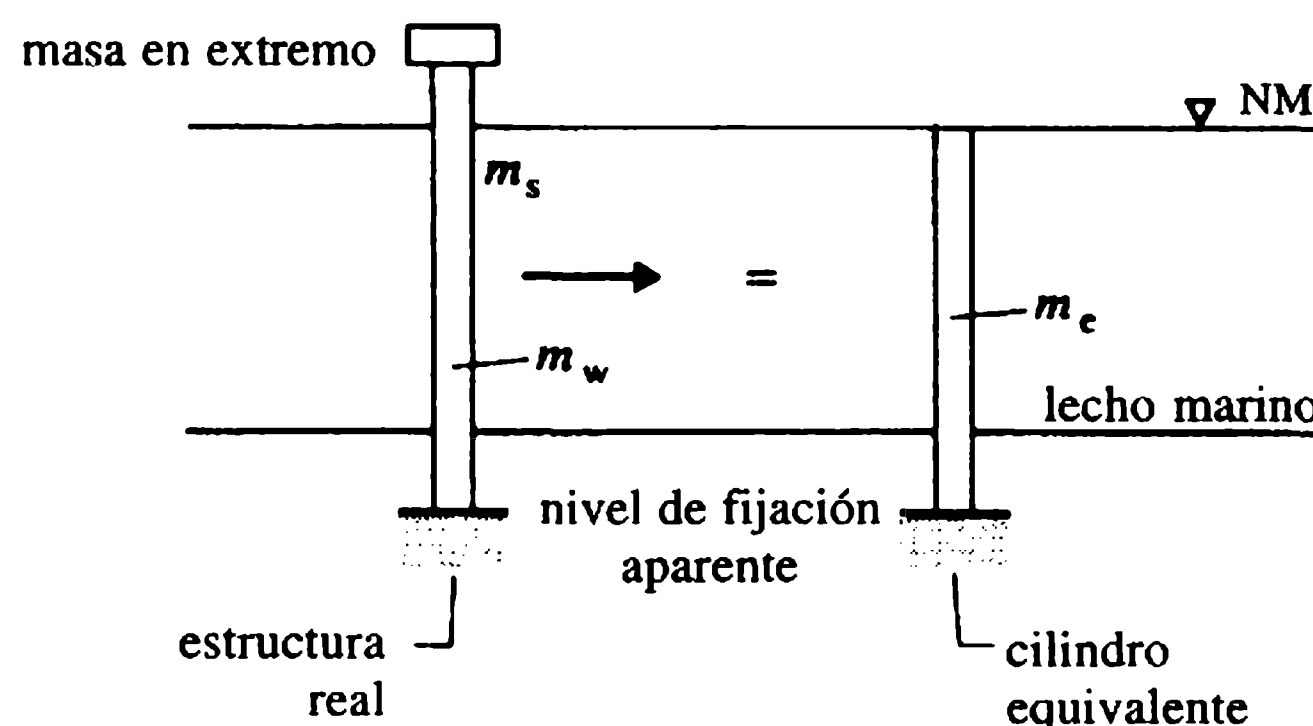
La condición de resonancia con la dirección transversal del flujo se presenta cuando la frecuencia de la fuerza excitadora  $f_v = f_n$ . Para el cilindro, con frecuencia de emisión de vórtices dada por  $S = 0.2$ , la resonancia ocurre cuando la velocidad del flujo es:

$$\text{para el movimiento transversal del flujo, } V = 5f_n D; \quad (14.92)$$

$$\text{para movimiento en línea, } V = 2.5f_n D. \quad (14.93)$$

La amplitud,  $\eta$ , de las oscilaciones de la pila vertical en el agua puede expresarse funcionalmente como:

$$\eta \sim m_e, f_n, \delta, V, \rho, \mu, D.$$



**Figura 14.27** Modelación de una estructura real con una estructura equivalente.

Argumentos dimensionales muestran que:

$$\frac{\eta}{D} \sim \frac{V}{f_n D}, \frac{m_e}{\rho D^2}, \delta, \frac{\rho V D}{\mu}.$$

El efecto del número de Reynolds puede considerarse insignificante. Por tanto,

$$\frac{\eta}{D} \sim \frac{V}{f_n D}, \frac{m_e}{\rho D^2}, \delta.$$

El primer término del lado derecho de la ecuación anterior se denomina en general velocidad reducida. Los últimos dos términos se combinan para formar un parámetro de estabilidad  $K'_s$  definido como:

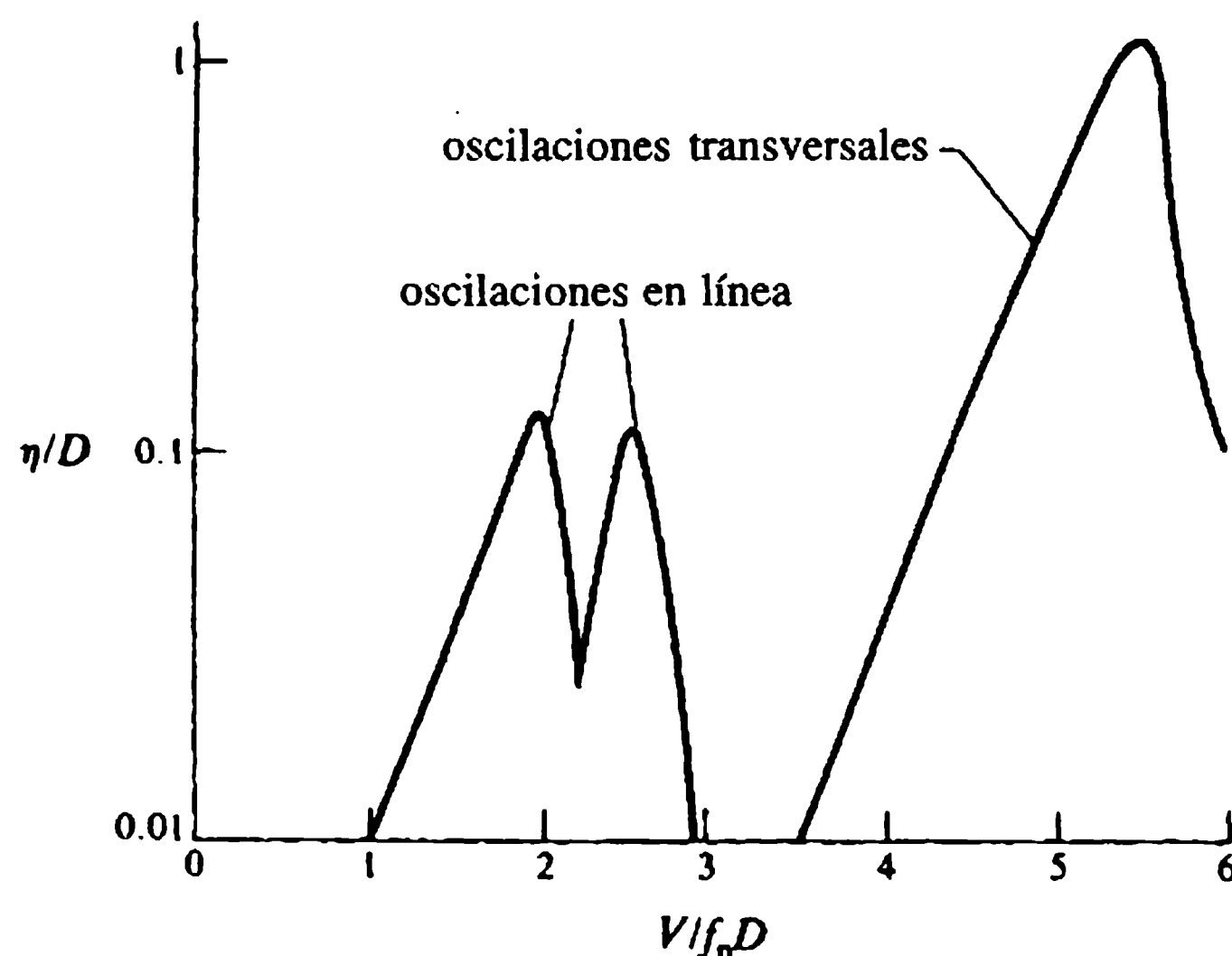
$$K'_s = 2m_e \delta / \rho D^2.$$

Entonces:

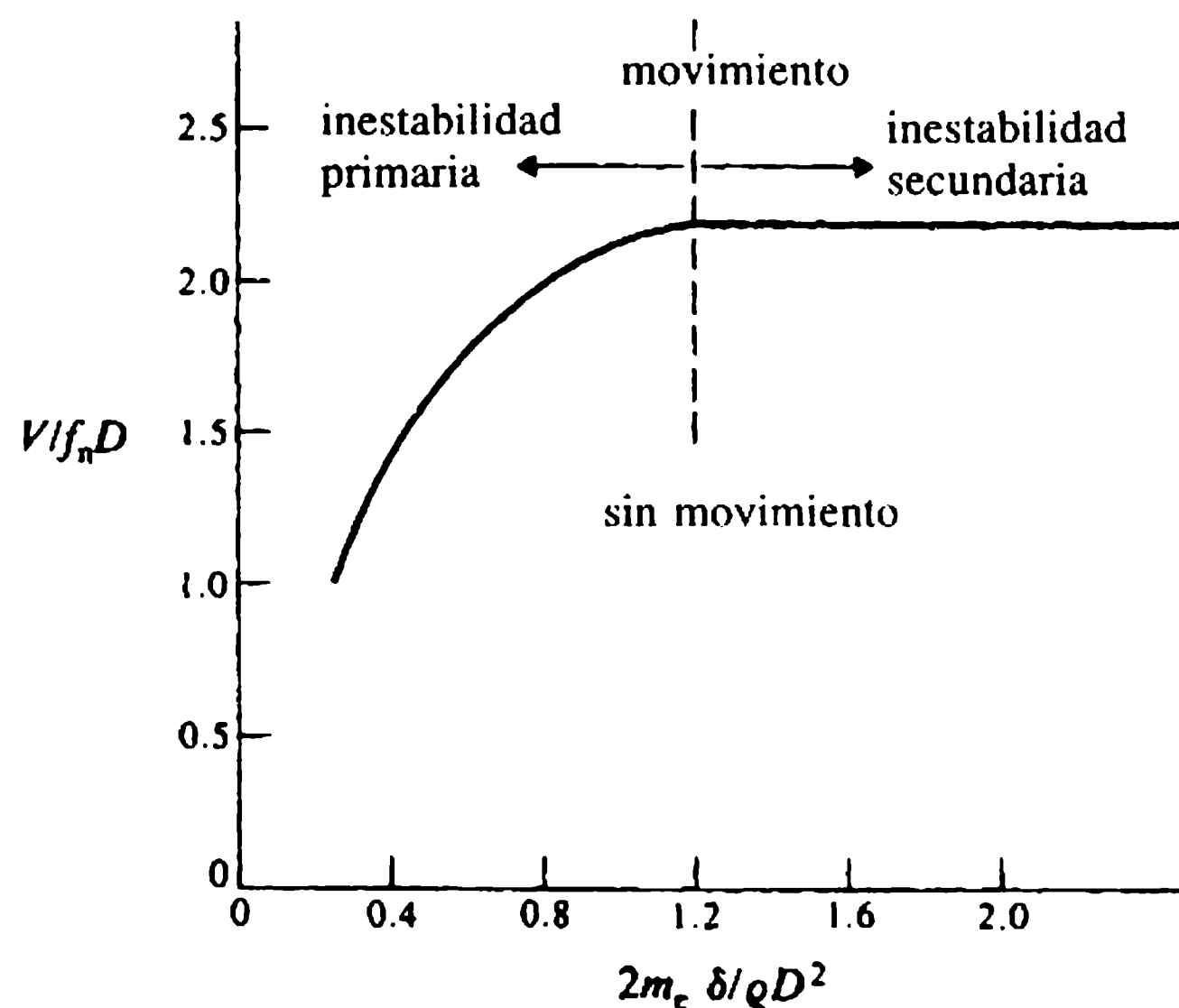
$$\frac{\eta}{D} \sim K'_s, \frac{V}{f_n D}. \quad (14.94)$$

#### 14.16.1 OSCILACIONES EN LÍNEA

Los estudios experimentales de la respuesta en línea de cilindros flexibles expuestos a flujo permanente exhiben dos picos, como se muestra en la figura 14.28. El pico correspondiente a la velocidad reducida  $V/f_n D$  más alta se asocia con la emisión alternada de vórtices y el pico con la velocidad reducida más baja se relaciona con los vórtices emitidos simétricamente desde el cilindro. Se encuentra que el valor crítico de  $V/f_n D$



**Figura 14.28** Respuesta habitual de una pila vertical en una corriente permanente.



**Figura 14.29** Criterio de umbral de inestabilidad con respecto a oscilaciones en línea (Hallam, Heaf y Wootton, 1978).

en el que se inician las oscilaciones, es función de  $K'_s$  (figura 14.29). Asimismo se ha hallado que no hay excitación con la dirección en línea para  $K'_s > 1.8$ .

#### 14.16.2 OSCILACIONES TRANSVERSALES

En la figura 14.28 se muestra que la respuesta del pico del cilindro con la dirección transversal presenta valores de  $V/f_n D$  mayores que los de las oscilaciones en línea. El umbral de las oscilaciones en línea se expresa en términos del valor crítico de  $V/f_n D$  en función del número de Reynolds del flujo (figura 14.30). No se han observado oscilaciones transversales para  $K'_s > 10$ .

El amortiguamiento asociado a las estructuras marinas es la suma del amortiguamiento estructural y el arrastre dinámico del fluido. Ambos son difíciles de evaluar. El amortiguamiento estructural, que se expresa en función del decrecimiento logarítmico  $\delta_s$ , se estima de ordinario mediante ensayos en prototipo. Valores habituales de  $\delta_s$ , dados en Hallam, Heaf y Wootton (1978) son los siguientes:

para acero estructural,  $\delta_s = 0.02$ ;

para concreto,  $\delta_s = 0.05$  (sin agrietamiento) o  $\delta_s = 0.16 - 0.36$  (agrietado);

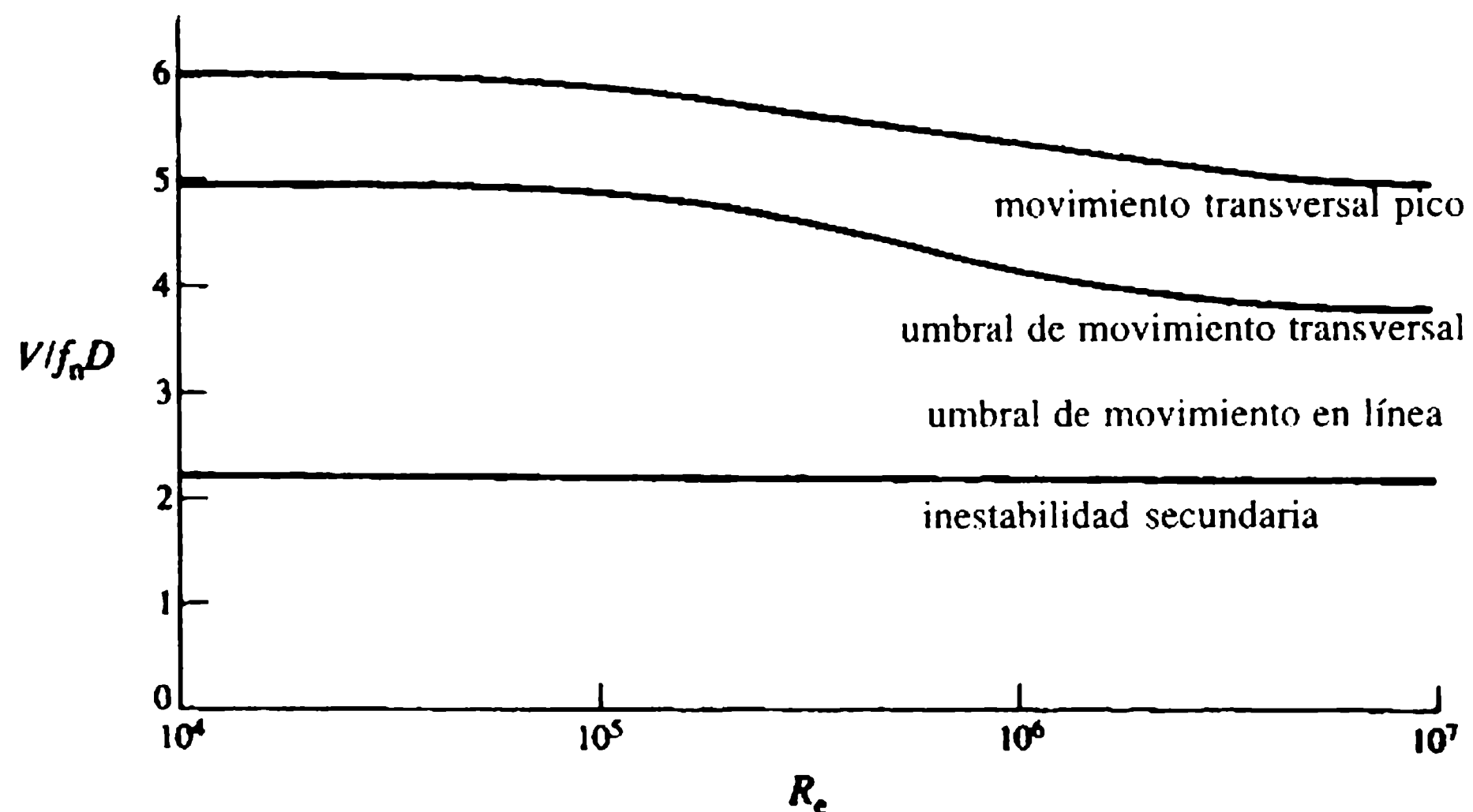
para madera,  $\delta_s = 0.05 - 0.2$ ;

para estructuras marinas de acero,  $\delta_s = 0.08 - 0.20$ ;

para estructuras marinas de concreto,  $\delta_s \approx 0.06$ .

Las otras fuentes de amortiguamiento son la fuerza de arrastre que surge del movimiento oscilatorio en el fluido. La ecuación (14.82) da la fuerza de arrastre  $F_D$  como:

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho |u| u D = \frac{1}{2} C_D \rho |\dot{x}| \dot{x} D.$$



**Figura 14.30** Criterio de umbral de inestabilidad con respecto a las oscilaciones transversales (Hallam, Heaf y Wootton, 1978).

Si se utiliza el término no lineal de la fuerza de amortiguamiento, es imposible resolver la ecuación (14.89) en forma cerrada. Por tanto, el término de arrastre se linealiza como:

$$F_D = \frac{1}{2} c_w \rho \dot{x} D$$

donde  $c_w$  es el valor del promedio de  $C_D |\dot{x}|$  sobre un ciclo completo.

### 14.16.3 UMBRAL DE INESTABILIDAD

Para determinar si una pila vertical estará sujeta a vibraciones inducidas por el flujo en una corriente permanente, primero se establece la pila equivalente a la estructura analizada. Para la pila equivalente se encuentran el parámetro de estabilidad  $K'_s$ , la velocidad reducida y el número de Reynolds para la corriente. De acuerdo con las figuras 14.29 y 14.30 se investiga si puede ocurrir el umbral de estabilidad del flujo en línea o transversal. La amplitud de las oscilaciones se halla en función de  $K'_s$  en Hallam, Heaf y Wootton (1978).

Las oscilaciones inducidas por vórtices se pueden prevenir en la etapa de diseño escogiendo apropiadamente los valores de la velocidad reducida y el parámetro de estabilidad. Pueden instalarse dispositivos que modifican el flujo y reducen la excitación en las estructuras circulares en el campo. Por lo común se utilizan las tracas (aletas enrolladas alrededor del cilindro) y una envoltura (un tubo con pequeños agujeros colocados sobre el cilindro y separados a corta distancia).

### 14.17.1 GENERALIDADES

### 14.17 Descarga al mar

Por su gran capacidad de asimilar desechos y volverlos inofensivos los océanos han sido explotados como receptores de desechos. Una descarga usual consta de una tubería que vierte efluentes desde tierra firme hacia el mar y descansa o está enterrada en el fondo del mar (o alojada en un túnel). Es sumamente importante que el diseño de la descarga tenga en cuenta no sólo el funcionamiento hidráulico sino también el impacto ambiental. Algunas de las descargas cortas construidas han fallado desde el punto de vista ambiental, puesto que los efluentes han encontrado formas de devolverse y han contaminado las playas. Aun las grandes descargas pueden algunas veces ser inadecuadas, ya que los efluentes pueden regresar a la playa dependiendo de la dirección de las corrientes producidas por el flujo de las mareas, las olas y el viento.

Hay dos tipos de descargas esenciales: Una que consta de una tubería con un difusor con dirección mar adentro, por encima del lecho marino, y orificios de pared, a través de los cuales vierte el efluente, que son sólo agujeros en la pared de la tubería; el segundo tipo, enterrado en el fondo del mar, tiene tuberías ascendentes desde el difusor. La tubería de descarga y las ascendentes deben protegerse de las anclas de los barcos y las redes de pesca.

En los proyectos de grandes descargas y en los que involucran aguas confinadas, se deben verificar las concentraciones de los contaminantes vertidos periódicamente mediante un muestreo de la calidad del agua que se caracteriza por la demanda biológica de oxígeno (DBO), el contenido de bacterias, la materia suspendida, la turbiedad, el pH, la temperatura, los químicos tóxicos, los minerales y la materia orgánica e inorgánica. El impacto de estos diversos constituyentes sobre el ambiente a menudo es complejo y no es necesariamente inmediato.

Cuando el efluente se vierte al mar, se diluye rápidamente por dilución inicial y después por dispersión secundaria. La DBO y los sólidos suspendidos se reducen con rapidez mediante estos procesos. Es necesario, sin embargo, que las corrientes del medio sean favorables y que el sitio esté alejado lo suficiente de la costa para reducir el contenido bacterial aún más por dilución, mortalidad y sedimentación antes que los desechos diluidos puedan alcanzar la costa.

Además de estos aspectos ambientales, el diseño de los sistemas de descarga dependerá de las características del sistema de alcantarillado, los caudales de las crecientes, el sitio de la descarga, las obras de captación y la descarga misma. Los caudales de las crecientes en los sistemas combinados (que recolectan tanto aguas residuales como la escorrentía de las aguas lluvias) se diseñan para reducir el flujo en las alcantarillas en cerca de 6 veces el flujo de clima seco y pueden también ser una causa de contaminación cuyo impacto sobre el ambiente debe evaluarse.

El tratamiento preliminar de los desechos en tierra firme se debe complementar con el tratamiento marino subsecuente para alcanzar estándares ambientales aceptables. Antes de verter el efluente en el mar, se remueve el cascajo para evitar que se deposite en la tubería de salida y la materia en suspensión se reduce a pequeños tamaños (las rejillas deberán dejar pasar partículas con un tamaño máximo de 5-6 mm). Si el tratamiento marino de la carga en suspensión del efluente no es muy efectivo ambientalmente, se debe incorporar sedimentación primaria antes del ver-



timiento del efluente en el mar. Si la efectividad de la descarga no da como resultado contenidos bacteriales aceptables, se puede recomendar desinfección. Vale la pena señalar que puede ser difícil deshacerse del lodo producido en la sedimentación primaria y que la desinfección del efluente puede ser nociva para la vida acuática.

En este texto conciso muchos aspectos de descargas al mar sólo se pueden considerar de manera breve; para un tratamiento más amplio del tema, se remite al lector a Charlton (1985) y Neville-Jones y Dorling (1986).

#### 14.17.2 INVESTIGACIONES EN EL SITIO

Para un diseño efectivo de descargas se deben realizar investigaciones en el sitio para evaluar la calidad del agua receptora, las mareas y las corrientes, las condiciones ambientales (por ejemplo las algas marinas, la vida animal, las bacterias, etc.). Charlton (1985) describe los métodos utilizados para obtener un atlas de mareas en el que se presenta la variación de las corrientes a lo largo del ciclo de mareas en forma horaria. El desempeño global de la descarga se predice mediante ensayos con trazadores. En general, los ensayos se realizan en condiciones marinas normales introduciendo en el sitio trazadores cuya dispersión y dilución se monitorean de continuo a profundidades menores de 1 m.

#### 14.17.3 DILUCIÓN INICIAL Y DISPERSIÓN SECUNDARIA

El efluente que pasa a través de un orificio es más liviano que el agua del mar que lo rodea; la densidad usual del agua marina es  $1.026 \text{ kg m}^{-3}$ , lo cual depende de la temperatura ambiente y del contenido de sal. Por consiguiente, un gradiente de densidad en la profundidad debido a variaciones de temperatura y salinidad puede ocasionar el incremento de la densidad con la profundidad. Es probable que la estratificación de densidad sea más pronunciada en verano que en invierno.

Se considera que los efluentes del orificio descargan con dirección vertical hacia un mar con densidad uniforme sin corrientes ambientales. El chorro resultante que flota se esparce debido a la tasa inicial de *momentum* y a los efectos de flotación. Sin considerar la tasa de *momentum*, el efluente del orificio se esparcirá como un penacho puro impulsado sólo por la flotación. A medida que el chorro asciende a la superficie, el entrapamiento del agua circundante ocurre con máxima velocidad y concentración a lo largo de la línea central del chorro y decae con dirección a lo largo de la corriente. Es común que en lugar de concentración se utilice el término dilución. Si, por ejemplo, se mezclan 99 ml de agua salada pura con 1 ml de efluente, entonces la dilución es 100:1 o simplemente 100. Al llegar a la superficie del mar el efluente tiende a esparcirse en sentido horizontal.

La densidad del efluente se incrementa mediante la dilución. Si el agua receptora está estratificada por densidad, entonces incluso puede ocurrir que el efluente no llegue a la superficie ya que, cuando alcance una profundidad cuya densidad sea igual a la del agua circundante, el penacho se detiene y se propaga de forma horizontal.

La fase siguiente del transporte del efluente es la advección ocasionada por las corrientes del océano y la difusión turbulenta. La fase, denominada dispersión secundaria, depende de la corriente y la estructura de la turbulencia del océano.

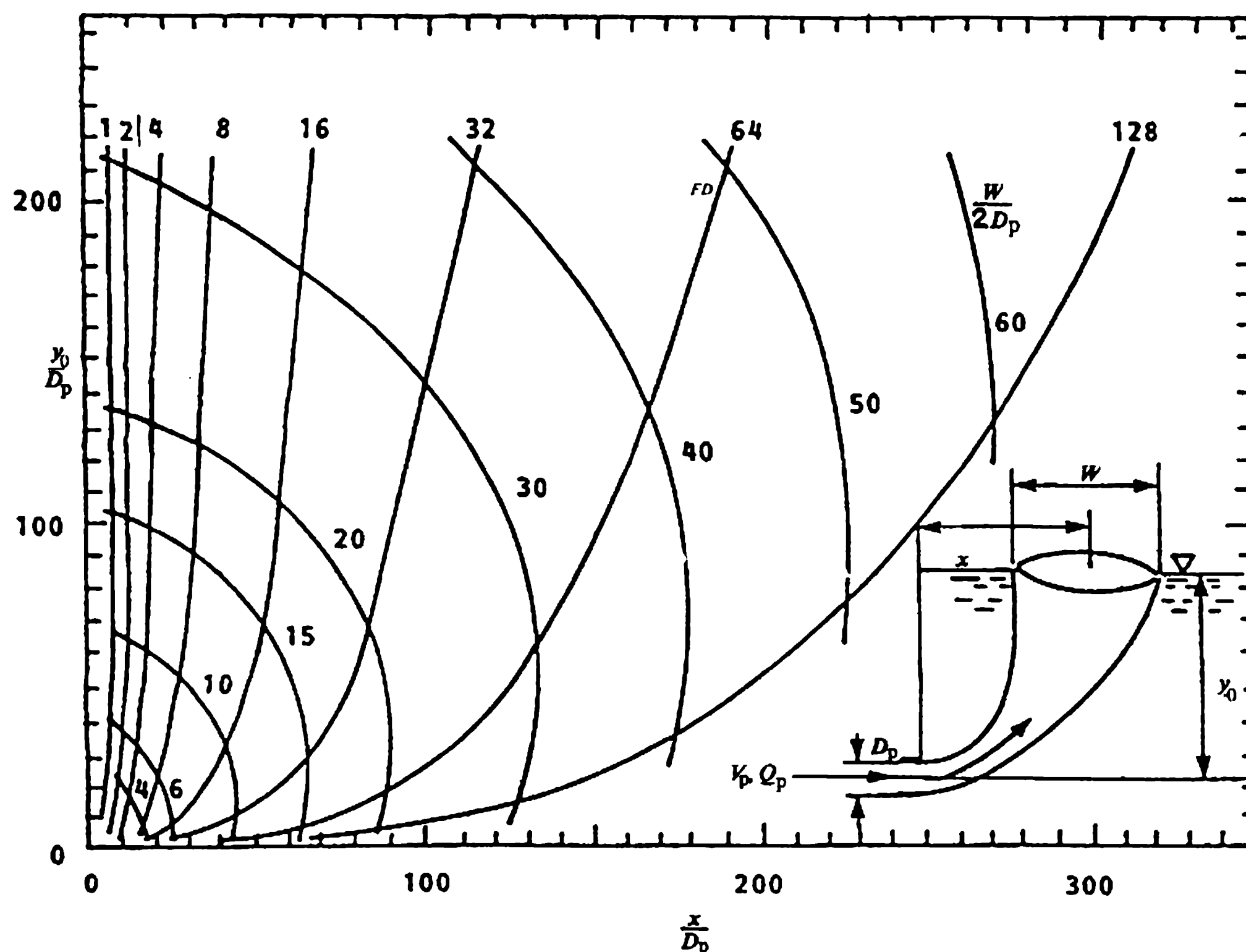
De ordinario, los orificios descargan los efluentes horizontalmente para lograr la mejor dilución (figura 14.31). La figura 14.31 también muestra el esparcimiento del chorro, lo que se analizará con más detalle en la sección 14.17.6. En un efluente que descarga en sentido horizontal, se obtienen diluciones en la superficie del agua entre 20% y 50% mayores que para descargas verticales.

#### 14.17.4 FLUIDO AMBIENTE EN REPOSO

La dilución inicial del efluente  $S_m$  a lo largo de la línea central del chorro que sale del orificio hacia agua en reposo se puede expresar en forma funcional como:

$$S_m = f_0 \left[ \frac{V_p}{(g' D_p)^{1/2}}, \frac{y_0}{D_p} \right] \quad (14.95)$$

donde  $V_p$  es la velocidad en la salida del orificio,  $y_0$  es la profundidad del orificio por debajo de la superficie y  $D_p$  es el diámetro del orificio.  $g' = g(\rho_a - \rho_0)/\rho_0$  donde  $\rho_a$  es la densidad del fluido ambiente y  $\rho_0$  es la densidad del efluente. El primer término



**Figura 14.31** Esparcimiento de chorros horizontales en aguas en reposo (Charlton, 1985).

del lado derecho de la ecuación (14.95) es el número densimétrico de Froude denominado  $FD$  [ecuación (8.20)].

El esparcimiento horizontal del chorro en flotación que descarga en un fluido circundante en reposo se ha estudiado de manera extensa y los resultados se presentan en la forma de la ecuación (14.95), en diagramas o ecuaciones. La figura 14.32 expresa mediante gráfica la forma funcional debida a Fan y Brooks (1966). Cederwall (1968) expresa la dilución en forma de ecuaciones como:

$$S_m = 0.54 FD \left( \frac{y_0}{D_p FD} \right)^{7/16} \quad \text{para} \quad \frac{y_0}{D_p} < 0.5 FD \quad (14.96)$$

y:

$$S_m = 0.54 FD \left( \frac{0.38 y_0}{D_p FD} + 0.66 \right)^{5/3} \quad \text{para} \quad \frac{y_0}{D_p} \geq 0.5 FD. \quad (14.97)$$

$S_m$  es la dilución mínima que ocurre a lo largo de la línea central del penacho. Para vertimientos en orificios verticales, las diluciones del penacho promedio  $S_a$  en la región de mezcla inicial se pueden determinar mediante las ecuaciones debidas a Muellenhoff *et al.* (1985), siendo  $Q_p$  el vertimiento en el orificio:

$$S_a = 0.13 g^{1/3} Q_p^{-2/3} y_0^{5/3}$$

que puede escribirse en forma adimensional como:

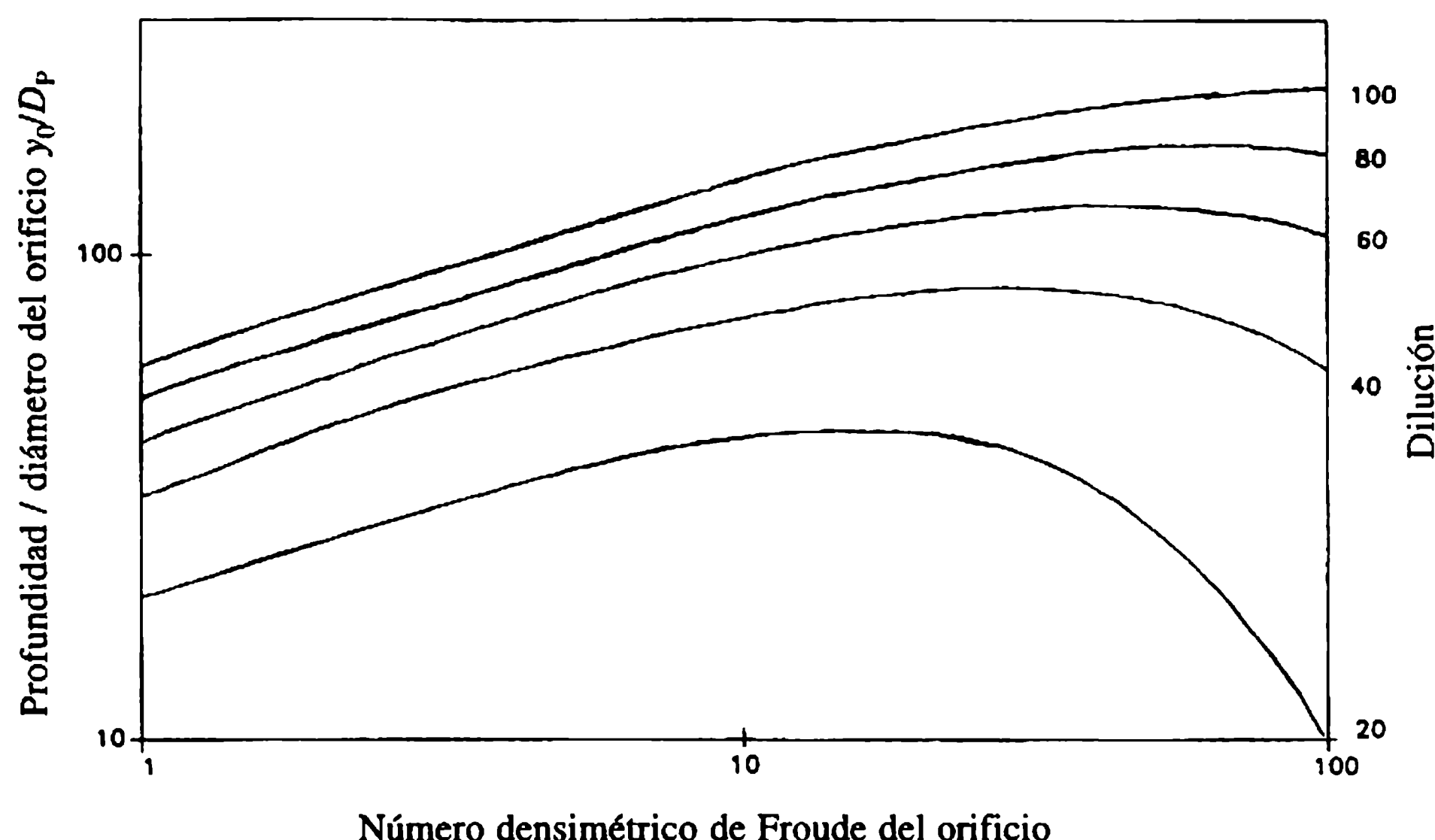
$$S_a = 0.13 \left( \frac{\pi}{4} \right)^{-2/3} \frac{1}{FD^{2/3}} \left( \frac{y_0}{D_p} \right)^{5/3}. \quad (14.98)$$

La dilución promedio del penacho  $S_a$  se aproxima a 1.8 veces la dilución mínima  $S_m$  en la línea central.

La figura 14.32 muestra que se puede obtener la misma dilución para números densimétricos de Froude de salida altos o bajos. Las velocidades bajas implican cabezas motoras bajas, mientras que las velocidades altas necesitan cabezas grandes. La selección de velocidades bajas puede conducir al mal funcionamiento de la descarga si se presentan depósitos de sedimentos en el lecho o si el número densimétrico de Froude está por debajo del límite crítico de la unidad, cuando se desarrolla intrusión de agua salada, lo que reduce el flujo del efluente.

#### 14.17.5 AGUA RECEPTORA EN MOVIMIENTO

Cuando el efluente descarga en un agua receptora en movimiento con velocidad  $V_a$ , la dilución se modifica de forma significativa respecto a la del agua en reposo. Estudios de campo (Agg y Wakeford, 1972) suministran una ecuación para un factor de dilución adicional  $\alpha$  que es la relación entre la dilución en agua en movimiento y la dilución en agua en reposo. La ecuación empírica de  $\alpha$  aplicable en el intervalo  $0.1 < V_a/V_p < 2.0$  es:



**Figura 14.32** Dilución en la línea central como función de  $y_0/D_p$  y  $FD$ .

$$\log \alpha = 1.107 + 0.938 \log (V_a/V_p). \quad (14.99)$$

(La dilución en agua en movimiento se determina multiplicando la dilución en agua en reposo de la figura 14.32 por el factor  $\alpha$ ). Lee y Neville-Jones (1987) presentan las siguientes ecuaciones para la dilución en agua en movimiento:

$$S_m = \frac{0.31 B^{1/3} y_0^{5/3}}{Q_p} \quad \text{para} \quad y_0 < \frac{5B}{V_a^3}, \quad (14.100)$$

$$S_m = \frac{0.32 V_a y_0^2}{Q_p} \quad \text{para} \quad y_0 \geq \frac{5B}{V_a^3} \quad (14.101)$$

y:

$$B = Q_p g \frac{\rho_a - \rho_0}{\rho_0}.$$

Para valores pequeños de  $y_0/D_p$ , los resultados de Agg y Wakeford son comparables con las ecuaciones (14.100) y (14.101) pero, para  $y_0/D_p$  entre 50 y 100, tienden a subestimar la dilución inicial (Neville-Jones y Dorling, 1986).

Para orificios verticales únicos que descargan en aguas receptoras en movimiento, Muellenhoff *et al.* (1985) presentan la siguiente ecuación para la dilución promedio  $S_a$ :

$$S_a = 0.49 \frac{V_a y_0^2}{Q_p}. \quad (14.102)$$

#### 14.17.6 SEPARACIÓN DE LOS ORIFICIOS

La separación de los orificios depende de la geometría del penacho a medida que se esparce. En condiciones de aguas en reposo, los penachos ascendentes en flotación no deberán superponerse hasta alcanzar la superficie. La geometría de un penacho en flotación en agua en reposo de acuerdo con Brooks (1970) se muestra en la figura 14.31. La extensión radial adimensional del penacho  $W/D_p$  en la superficie libre se presenta en la figura 14.31 en función del número densimétrico de Froude  $FD$  y  $y_0/D_p$ . La separación de los orificios debe ser mayor que  $W$ . En agua receptora en movimiento, el tamaño del penacho se incrementa con el aumento del grado de dilución. Neville-Jones y Dorling (1986) sugieren que para  $V_a/V_p < 0.2$ ,  $W = 0.5y_0$  para  $y_0 > 2B/V_a^3$ . El ancho  $W = 0.9y_0$  para  $V_a/V_p > 0.2$ .

#### 14.17.7 DISEÑO DEL DIFUSOR

El flujo en la descarga puede deberse a la gravedad dependiendo de la cabeza disponible entre las estructuras de captación y el nivel más alto del agua en el punto de vertido al mar. Si no hay cabeza disponible suficiente, entonces el agua de desechos se bombea en la descarga.

Las pérdidas por fricción en la tubería recta de la descarga que conduce al difusor se calculan utilizando la ecuación de Darcy-Weisbach [ecuación (8.4)] determinando el factor de fricción mediante la ecuación (8.5) o la ecuación de Colebrook-White (ejemplo 13.1). Durante la operación de la descarga se acumula babaza en la pared de la tubería, lo que incrementa la altura de rugosidad y reduce el diámetro efectivo de la tubería, hecho que debe tenerse en cuenta en los cálculos de pérdidas de cabeza.

La figura 14.33 muestra un difusor típico con tres orificios y tuberías ascendentes verticales. Una expresión del caudal a través de un orificio se obtiene aplicando la ecuación de energía entre la salida del orificio y la línea central del difusor en la unión. Si se considera por ejemplo, el orificio 2:

$$\frac{p_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} = \frac{p_{a2}}{\rho g} + \frac{V_{p2}^2}{2g} + l_{p2} + \frac{V_{p2}^2}{2g} (k_e + k_{st} + k_b) \quad (14.103)$$

donde  $p_2$  y  $V_2$  son respectivamente la presión y la velocidad justo antes de la unión 2.  $l_{p2}$  es la distancia vertical entre la salida del orificio y la línea central del difusor y  $p_{a2}$  es la presión ambiente en la salida del orificio.  $k_e$ ,  $k_{st}$  y  $k_b$  son respectivamente los coeficientes de pérdida de cabeza a la entrada de la tubería ascendente, a lo largo de la porción derecha de ella y en el codo (Miller, 1994). El caudal a través del segundo orificio,  $Q_{p2}$  es entonces  $Q_{p2} = a_{p2} V_{p2}$ .

Los orificios de pared son sólo agujeros en la pared del difusor y pueden tener una entrada redondeada o con borde agudo. Se utiliza la ecuación (14.103) con  $l_{p2} = k_{st} = k_b = 0$ . Por tanto, para  $V_{p2}$ :

$$V_{p2} = \left( \frac{1}{1+k_e} 2gE_2 \right)^{1/2} \quad (14.104)$$

donde:

$$E_2 = \frac{p_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} - \frac{p_{a2}}{\rho g} \quad (14.105)$$

y el caudal es:

$$Q_{p2} = c' a_{p2} V_{p2} = c_d a_{p2} (2gE_2)^{1/2} \quad (14.106)$$

con:

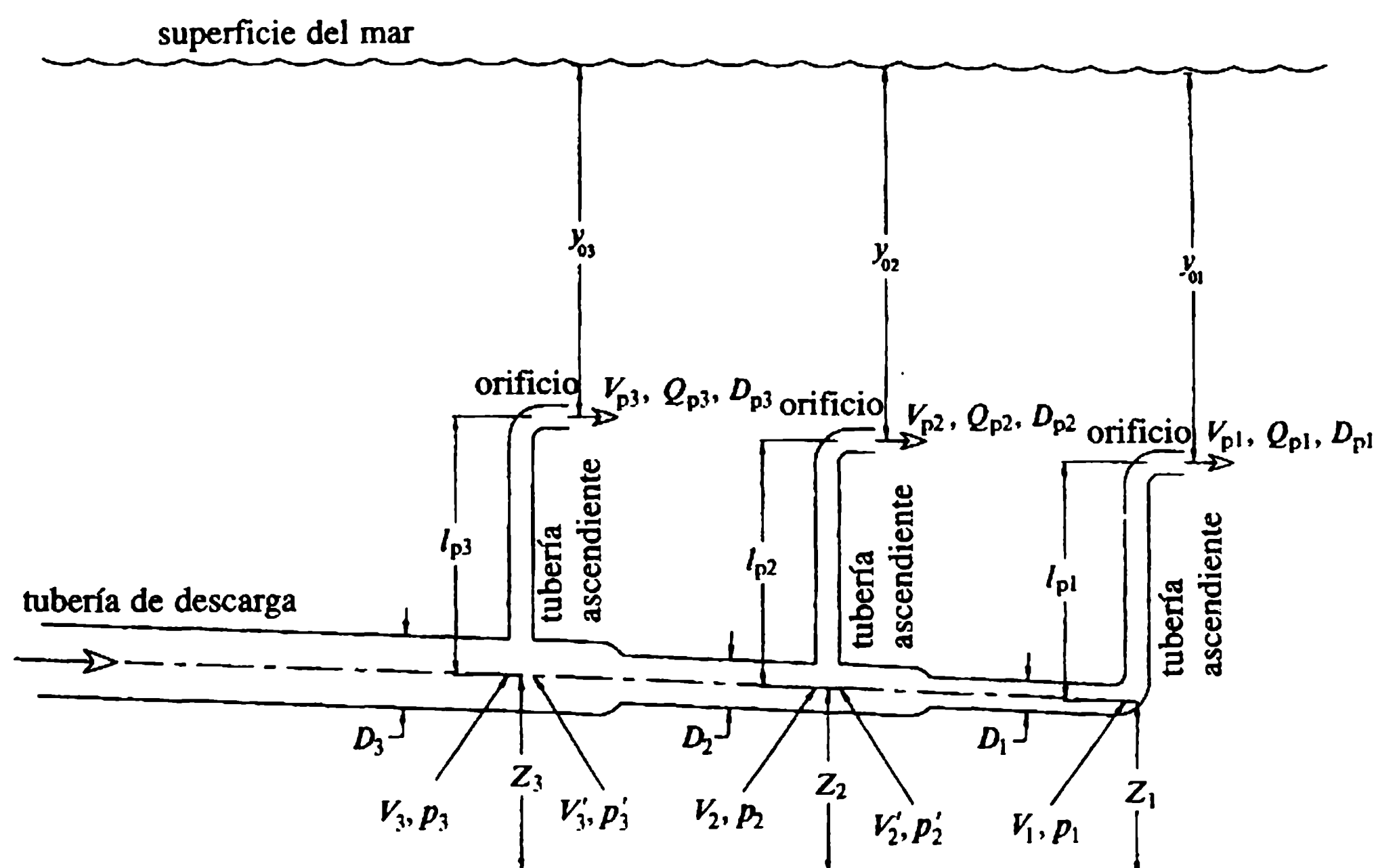
$$c_d = c' \left( \frac{1}{1+k_e} \right)^{1/2}.$$

Una ecuación empírica (Koh y Brooks, 1975) basada en experimentos de laboratorio para orificios de diámetro menor a un décimo del diámetro del difusor con entrada acampanada es:

$$c_d = 0.975 \left( 1 - \frac{V_j^2}{2gE_p} \right)^{3/8} \quad (14.107)$$

y para una entrada con borde agudo es:

$$c_d = 0.63 - 0.58 \frac{V_p^2}{2gE_j}. \quad (14.108)$$



**Figura 14.33** Difusor con tuberías ascendentes.



#### 14.17.6 SEPARACIÓN DE LOS ORIFICIOS

La separación de los orificios depende de la geometría del penacho a medida que se esparce. En condiciones de aguas en reposo, los penachos ascendentes en flotación no deberán superponerse hasta alcanzar la superficie. La geometría de un penacho en flotación en agua en reposo de acuerdo con Brooks (1970) se muestra en la figura 14.31. La extensión radial adimensional del penacho  $W/D_p$  en la superficie libre se presenta en la figura 14.31 en función del número densimétrico de Froude  $FD$  y  $y_0/D_p$ . La separación de los orificios debe ser mayor que  $W$ . En agua receptora en movimiento, el tamaño del penacho se incrementa con el aumento del grado de dilución. Neville-Jones y Dorling (1986) sugieren que para  $V_a/V_p < 0.2$ ,  $W = 0.5y_0$  para  $y_0 > 2B/V_a^3$ . El ancho  $W = 0.9y_0$  para  $V_a/V_p > 0.2$ .

#### 14.17.7 DISEÑO DEL DIFUSOR

El flujo en la descarga puede deberse a la gravedad dependiendo de la cabeza disponible entre las estructuras de captación y el nivel más alto del agua en el punto de vertido al mar. Si no hay cabeza disponible suficiente, entonces el agua de desechos se bombea en la descarga.

Las pérdidas por fricción en la tubería recta de la descarga que conduce al difusor se calculan utilizando la ecuación de Darcy-Weisbach [ecuación (8.4)] determinando el factor de fricción mediante la ecuación (8.5) o la ecuación de Colebrook-White (ejemplo 13.1). Durante la operación de la descarga se acumula babaza en la pared de la tubería, lo que incrementa la altura de rugosidad y reduce el diámetro efectivo de la tubería, hecho que debe tenerse en cuenta en los cálculos de pérdidas de cabeza.

La figura 14.33 muestra un difusor típico con tres orificios y tuberías ascendentes verticales. Una expresión del caudal a través de un orificio se obtiene aplicando la ecuación de energía entre la salida del orificio y la línea central del difusor en la unión. Si se considera por ejemplo, el orificio 2:

$$\frac{p_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} = \frac{p_{a2}}{\rho g} + \frac{V_{p2}^2}{2g} + l_{p2} + \frac{V_{p2}^2}{2g} (k_e + k_{st} + k_b) \quad (14.103)$$

donde  $p_2$  y  $V_2$  son respectivamente la presión y la velocidad justo antes de la unión 2.  $l_{p2}$  es la distancia vertical entre la salida del orificio y la línea central del difusor y  $p_{a2}$  es la presión ambiente en la salida del orificio.  $k_e$ ,  $k_{st}$  y  $k_b$  son respectivamente los coeficientes de pérdida de cabeza a la entrada de la tubería ascendente, a lo largo de la porción derecha de ella y en el codo (Miller, 1994). El caudal a través del segundo orificio,  $Q_{p2}$  es entonces  $Q_{p2} = a_{p2} V_{p2}$ .

Los orificios de pared son sólo agujeros en la pared del difusor y pueden tener una entrada redondeada o con borde agudo. Se utiliza la ecuación (14.103) con  $l_{p2} = k_{st} = k_b = 0$ . Por tanto, para  $V_{p2}$ :

$$V_{p2} = \left( \frac{1}{1+k_e} 2gE_2 \right)^{1/2} \quad (14.104)$$

donde:

$$E_2 = \frac{p_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} - \frac{p_{a2}}{\rho g} \quad (14.105)$$

y el caudal es:

$$Q_{p2} = c' a_{p2} V_{p2} = c_d a_{p2} (2gE_2)^{1/2} \quad (14.106)$$

con:

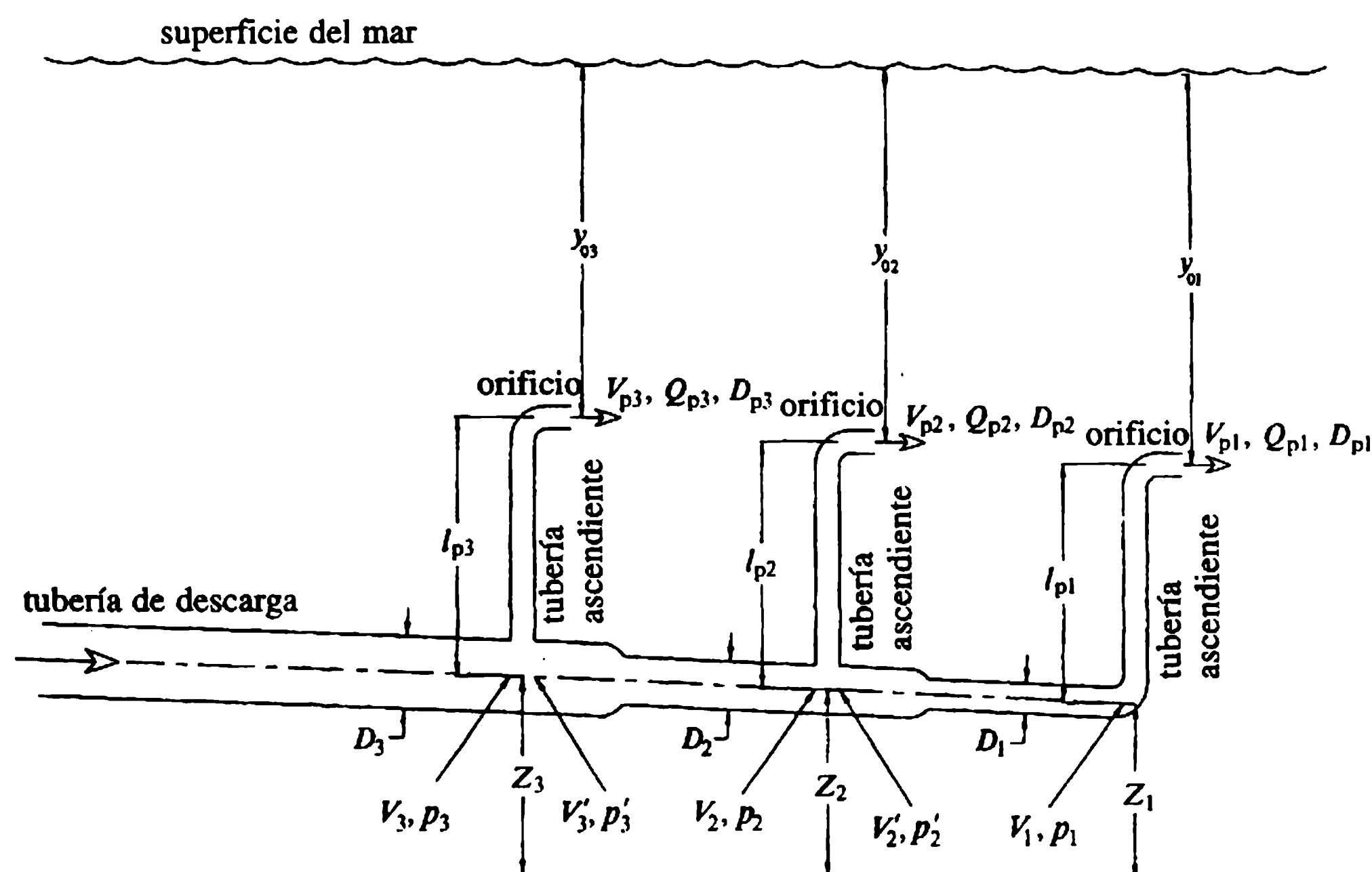
$$c_d = c' \left( \frac{1}{1+k_e} \right)^{1/2}.$$

Una ecuación empírica (Koh y Brooks, 1975) basada en experimentos de laboratorio para orificios de diámetro menor a un décimo del diámetro del difusor con entrada acampanada es:

$$c_d = 0.975 \left( 1 - \frac{V_j^2}{2gE_p} \right)^{3/8} \quad (14.107)$$

y para una entrada con borde agudo es:

$$c_d = 0.63 - 0.58 \frac{V_p^2}{2gE_j}. \quad (14.108)$$



**Figura 14.33** Difusor con tuberías ascendentes.

$E_j$  está dado por la ecuación (14.105). Para los orificios con tuberías ascendentes los coeficientes de descarga experimentales oscilan entre 0.648 y 0.848 (Grace, 1978). Estos coeficientes se pueden utilizar para un diseño preliminar; para cálculos detallados se debe utilizar la ecuación (14.103) que tiene en cuenta las pérdidas en los componentes individuales del ensamblaje de la tubería ascendente.

#### a. Análisis del flujo en el difusor

Remitiéndose a la figura 14.33, la ecuación de energía para el segmento del difusor entre los orificios 2 y 3 es:

$$\frac{p'_3}{\rho g} + \frac{V_3'^2}{2g} + \Delta Z_{23} = \frac{p_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} + h_{f23} + h_c. \quad (14.109)$$

$p'_3$  y  $V_3'$  son las respectivas presión y velocidad en el difusor en la sección inmediatamente aguas abajo de la unión 3 (figura 14.33).  $p_2$  y  $V_2$  son las respectivas presión y velocidad aguas arriba de la unión 2 (figura 14.33).  $\Delta Z_{23}$  es el cambio en la elevación.  $h_{f23}$  es la pérdida de cabeza por fricción en la tubería recta y  $h_c$  la pérdida de cabeza en la contracción que por lo general es insignificante.  $Z_2$  y  $Z_3$  son las elevaciones de las uniones 1 y 2, respectivamente (figura 14.33).

La presión a través de la unión (figura 14.33) se determina utilizando la ecuación de energía que, como ejemplo, para la unión 2 es:

$$\frac{p_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} = \frac{p'_2}{\rho g} + \frac{V_2'^2}{2g} + k_2 \frac{V_2'^2}{2g}. \quad (14.110)$$

Nótese que:

$$Q_2 = Q'_2 + Q_{p2} \quad (14.111)$$

donde  $Q_2$ ,  $Q'_2$  y  $Q_{p2}$  son los respectivos caudales aguas arriba y aguas abajo de la unión y a través del orificio.

El análisis del flujo en el difusor es un procedimiento sistemático comenzando por el extremo de la dirección mar adentro. El procedimiento de cálculo para los orificios de pared (u orificios con tuberías ascendentes) es el siguiente:

1. Estimar  $E_1$  aplicable al orificio 1 en el difusor, en la unión con el primer orificio para el caudal en el primer orificio  $Q_{p1}$ , utilizando la ecuación (14.105); determinar  $p_1$ .
2. Determinar la presión  $p_2$  justo aguas abajo de la unión 2 a partir de la ecuación (14.109).
3. Resolver las ecuaciones (14.103) y (14.107) o (14.108) para encontrar la presión  $p_2$  justo aguas arriba de la unión y el caudal  $Q_{p2}$  a través del segundo orificio.
4. Continuar el procedimiento al orificio 3 y así sucesivamente.
5. Verificar si la suma de los caudales en los orificios es igual al caudal de diseño.

El procedimiento de cálculo puede llevarse a cabo utilizando programas de computadora.

Es difícil evitar que, todas las veces, los sedimentos se depositen en la tubería de descarga y el difusor (en flujos bajos) puesto que un diámetro pequeño de tubería que incremente la velocidad del flujo producirá grandes pérdidas de energía y se requerirán mayores potencias de bombeo. En general, se permite que se deposite algo de sedimentos en flujos bajos para ser lavados en flujos altos. Por lo común se requerirán velocidades superiores a  $0.9 \text{ m s}^{-1}$  para flujos altos. Para mayor información sobre transporte de sedimentos en alcantarillas y descargas se debe consultar Novak y Nalluri (1987) y Ackers (1991). Para que las velocidades a lo largo del difusor sean suficientemente grandes para desalojar los sedimentos del lecho y transportarlos, se reduce de forma progresiva el diámetro del difusor, como se muestra en la figura 14.33.

Un bosquejo de un diseño preliminar de una descarga se presenta en el ejemplo 14.8.

Ejemplo 14.1

1. En un sitio lejos de la costa se han hecho mediciones de las alturas de las olas para duraciones de 15 min a intervalos de 3 h. Para una muestra, se presentan las alturas de las olas. Verificar si la información se puede ajustar a una distribución de Rayleigh.

Se suministra el número de olas dentro de un intervalo de alturas de olas. Los límites del intervalo son la altura de la ola dada en la tabla y la precedente:

|                |      |     |      |     |      |      |      |     |      |     |      |     |      |     |
|----------------|------|-----|------|-----|------|------|------|-----|------|-----|------|-----|------|-----|
| $H(\text{m})$  | 0.25 | 0.5 | 0.75 | 1.0 | 1.25 | 1.50 | 1.75 | 2.0 | 2.25 | 2.5 | 2.75 | 3.0 | 3.25 | 3.5 |
| Número de olas | 3    | 7   | 7    | 7   | 12   | 11   | 10   | 8   | 9    | 13  | 7    | 2   | 3    | 1   |

La altura de la ola significativa para la muestra es 2.5 m. El número total de olas en la muestra es  $N = 100$ .

2. Se ha registrado la ola significativa más alta en cada día para obtener 365 valores en un año. Su distribución está dada a continuación:

|                              |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |
|------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| $H_s(\text{m})$              | 0.5 | 1.0 | 1.5 | 2.0 | 2.5 | 3.0 | 3.5 | 4.0 | 4.5 | 5.0 | 5.4 |
| Número de olas<br>( $>H_s$ ) | 340 | 128 | 84  | 73  | 48  | 37  | 18  | 15  | 6   | 2   | 1   |

Estimar la altura significativa de la ola para un periodo de retorno de 20 años.

Solución

1. 
$$P(H) = \frac{\text{número de olas que exceden } H}{N+1}, \quad H_s = 2.5 \text{ m.}$$

|                                   |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |
|-----------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| $H/H_s$                           | 0.1 | 0.2 | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.0 | 1.1 | 1.2 | 1.3 | 1.4 |
| Número de olas<br>que exceden $H$ | 97  | 90  | 83  | 76  | 64  | 53  | 43  | 35  | 26  | 13  | 6   | 4   | 1   | 0   |
| $P(H)(\%)$                        | 96  | 89  | 82  | 75  | 63  | 52  | 43  | 35  | 26  | 13  | 6   | 4   | 1   |     |

$P(H)$  contra  $H/H_s$  se representa gráficamente en un papel de probabilidad para la distribución de Rayleigh, lo que ajusta los datos razonablemente bien (figura 14.34).

|          |      |      |      |     |      |     |      |      |       |       |       |
|----------|------|------|------|-----|------|-----|------|------|-------|-------|-------|
| $H_s(m)$ | 0.5  | 1.0  | 1.5  | 2.0 | 2.5  | 3.0 | 3.5  | 4.0  | 4.5   | 5.0   | 5.4   |
| $P(H_s)$ | 0.93 | 0.35 | 0.23 | 0.2 | 0.13 | 0.1 | 0.05 | 0.04 | 0.016 | 0.005 | 0.003 |

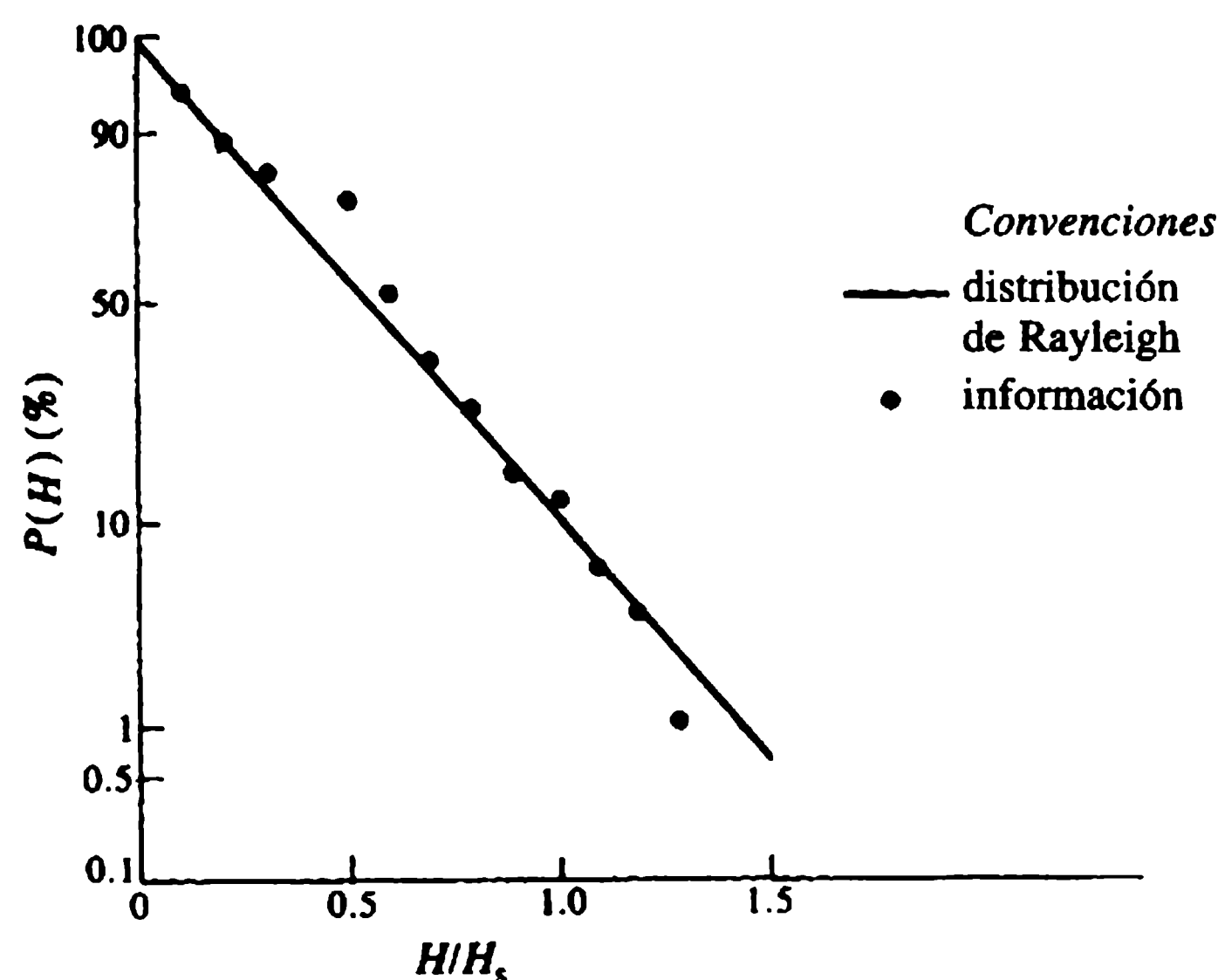
$P(H)$  contra  $H_s$  se representa gráficamente en un papel de probabilidad para la distribución log-normal (figura 14.35). El intervalo de medición es 1 día = 1/365 años.  $P(H_s)$  para un periodo de retorno de 20 años es:

$$P(H) = \frac{1}{20 \times 365} = 1.37 \times 10^{-4}.$$

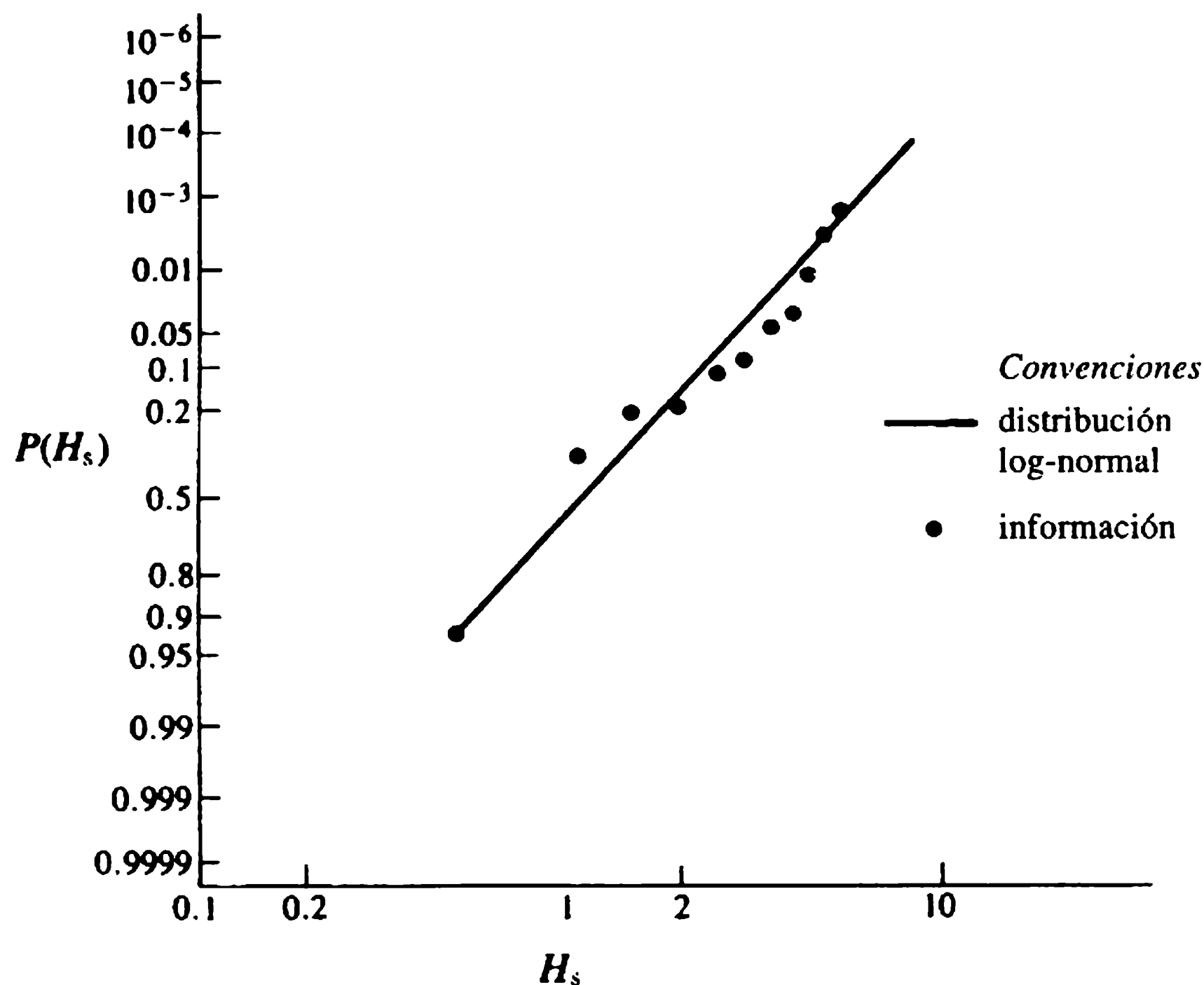
Si se extrapola la línea recta en un papel de probabilidad,  $H_s$  correspondiente a  $P(H) = 1.37 \times 10^{-4}$  es el valor de  $H_s \approx 9$  m.

### Ejemplo 14.2

Una tubería submarina de diámetro interno de 275 mm descansa sobre un lecho rocoso marino a una profundidad de 20 m. La tubería está hecha de acero de 16 mm de espesor con un recubrimiento en concreto de 100 mm de espesor. Olas de 6 m de



**Figura 14.34** Distribución de probabilidad (ejemplo 14.1, parte 1).



**Figura 14.35** Distribución log-normal (ejemplo 14.1, parte 2).

altura y 9 segundos de periodo se aproximan a la costa cuyas crestas forman un ángulo de  $60^\circ$  con la tubería. La corriente prevaleciente es de  $0.5 \text{ m s}^{-1}$  con la misma dirección de las olas. Verificar si la tubería es estable al rodamiento.

Suponiendo que:  $C_D = 1.1$ ;  $C_M = 3.1$ ;  $C_L = 1.2$ ; la densidad del agua del mar  $= 1030 \text{ kg m}^{-3}$ ; la densidad del concreto  $= 2700 \text{ kg m}^{-3}$ ; la densidad del acero  $= 7800 \text{ kg m}^{-3}$ . El coeficiente de fricción para la interfaz tubería-roca es 0.3.

### Solución

El diámetro externo de la tubería es  $275 + 32 + 200 = 507 \text{ mm}$ . El peso del concreto  $\frac{1}{4}\pi(0.507^2 - 0.307^2) \times 2700 \times 9.81 = 3.39 \times 10^3 \text{ N m}^{-1}$ . El peso del acero es  $\frac{1}{4}\pi(0.307^2 - 0.275^2) \times 7800 \times 9.81 = 1.13 \times 10^3 \text{ N m}^{-1}$ . El peso de la tubería en aire es  $4.52 \times 10^3 \text{ N m}^{-1}$ . El empuje por flotación es  $\frac{1}{4}\pi \times 0.507^2 \times 1030 \times 9.81 = 2.04 \times 10^3 \text{ N m}^{-1}$ . El peso sumergido de la tubería es  $(4.52 - 2.04) \times 10^3 = 2.48 \times 10^3 \text{ N m}^{-1}$ .

De acuerdo con la figura 14.4, para  $d = 20 \text{ m}$ ,  $T = 9 \text{ s}$  y  $L = 105 \text{ m}$ ,

$$H = 6 \text{ m}, k = 2\pi/105 = 0.06 \text{ m}^{-1}, \sigma = 2\pi/9 = 0.7 \text{ s}^{-1}.$$

De acuerdo con la ecuación (14.16):

$$\begin{aligned} u &= -\frac{6}{2} \times \frac{2\pi}{9} \frac{\cosh[0.06(-19.746 + 20)]}{\sinh(0.06 \times 20)} \sin \sigma \\ &= -1.4 \sin \sigma. \end{aligned}$$



Ecuación de Morison (14.88)

Para determinar la fuerza de la ola se considera el componente de la velocidad normal con respecto a la tubería. La suma algebraica de la velocidad de la corriente y la velocidad de la partícula debida a la ola es:

$$u = (0.5 - 1.4 \operatorname{sen} \sigma t) \cos 60^\circ.$$

Término de arrastre

$$\begin{aligned} C_D \frac{\rho}{2} |u| u D &= 1.1 \times \frac{1030}{2} |0.5 - 1.4 \operatorname{sen} \sigma t| (0.5 - 1.4 \operatorname{sen} \sigma t) \times 0.507 \times \cos^2 60^\circ \\ &= 71.8 |0.5 - 1.4 \operatorname{sen} \sigma t| (0.5 - 1.4 \operatorname{sen} \sigma t) \text{ (N m}^{-1}\text{)}. \end{aligned}$$

Término de inercia

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} &= -\frac{6}{2} \times \left(\frac{2\pi}{9}\right)^2 \cosh \frac{[0.06(-19.746 + 20)]}{\sinh(0.06 \times 20)} \cos \sigma t \\ &= -\cos \sigma t \text{ (m s}^{-2}\text{)}. \end{aligned}$$

La fuerza de inercia es:

$$-3.1 \times 1030 \times \frac{\pi}{4} \times 0.507^2 \cos 60^\circ \cos \sigma t = -322.3 \cos \sigma t \text{ (N m}^{-1}\text{)}.$$

La fuerza en línea de la tubería por unidad de longitud es:

$$71.8 |0.5 - 1.4 \operatorname{sen} \sigma t| (0.5 - 1.4 \operatorname{sen} \sigma t) - 322.3 \cos \sigma t \text{ (N m}^{-1}\text{)}.$$

La fuerza de sustentación por unidad de longitud es:

$$1.2 \times \frac{1030}{2} \times (0.5 - 1.4 \operatorname{sen} \sigma t)^2 \times 0.507 \cos^2 60^\circ = 78.3 (0.5 - 1.4 \operatorname{sen} \sigma t)^2 \text{ (N m}^{-1}\text{)}.$$

| <i>t</i> | <i>Arrastre</i> | <i>Fuerza de inercia</i> | <i>En línea</i> | <i>Sustentación</i> | <i>Fuerza de fricción</i> |
|----------|-----------------|--------------------------|-----------------|---------------------|---------------------------|
| 0        | 18.0            | − 322.3                  | − 304.3         | 19.6                | 738                       |
| 1        | − 11.5          | − 246.9                  | − 258.4         | 12.5                | 740                       |
| 2        | − 55.4          | − 56.0                   | − 111.4         | 60.5                | 726                       |
| 3        | − 36.4          | 161.1                    | 124.7           | 39.8                | 732                       |
| 4        | 0.0             | 302.9                    | 302.9           | 0.0                 | 744                       |
| 5        | 68.8            | 302.9                    | 371.7           | 75.0                | 722                       |
| 6        | 210.5           | 161.2                    | 371.7           | 229.7               | 675                       |
| 6.5      | 253.4           | 56.0                     | 309.4           | 276.5               | 661                       |
| 7        | 253.4           | − 56.0                   | 197.5           | 276.5               | 661                       |
| 8        | 140.7           | − 246.9                  | − 106.2         | 153.2               | 698                       |
| 9        | 18.0            | − 322.3                  | − 304.3         | 19.6                | 738                       |

La fuerza de fricción =  $0.3 \times (\text{el peso sumergido} - \text{sustentación})$ . Para la estabilidad, la fuerza de fricción debe ser mayor que la fuerza en línea. Se encuentra que la tubería es estable.

### *Ejemplo 14.3*

Una tormenta en aguas profundas genera olas que viajan hacia la costa, chocando contra un rompeolas. El rompeolas tiene una pared vertical erigida sobre un montaje de mampostería (figura 14.23). La tormenta tiene una velocidad del viento de  $10 \text{ m s}^{-1}$  y una luz (longitud expuesta a la acción del viento) de 100 km. La base de la pared vertical y el fondo del mar están a 3 m y 8 m por debajo del nivel de aguas máximas (HWL), respectivamente.

Encontrar la fuerza máxima sobre la pared vertical y el momento de flexión con respecto a A.

### **Solución**

Como está dado, la luz = 100 km y la velocidad del viento =  $10 \text{ m s}^{-1}$ .

### *El espectro JONSWAP*

$$f_m = 3.5 \times \frac{9.81}{10} \left( \frac{9.81 \times 100 \times 10^3}{10^2} \right)^{-0.33}$$

$$= 0.165 \text{ Hz};$$

$$T_s = 0.777/f_m = 4.7 \text{ s};$$

$$\alpha = 0.076 \left( \frac{9.81 \times 100 \times 10^3}{10^2} \right)^{-0.22}$$

$$= 0.01;$$

$$H_s = \frac{0.552 \times 9.81}{\pi^2 \times 0.165^2} \sqrt{0.01} = 2.01 \text{ m};$$

$$L_0 = \frac{9.81 \times 4.7^2}{2\pi} = 34.5 \text{ m}.$$

Para  $d/L_0 = 8/34.5 = 0.23$ ,  $H/H_0 = 0.93$  y  $L/L_0 = 0.93$  (figura 14.8),  $H = 0.93 \times 2.01 = 1.87 \text{ m}$  y  $L = 0.93 \times 34.5 = 32 \text{ m}$ ,

$$\frac{2\pi d}{L} = \frac{2\pi \times 8}{32} = 1.57.$$

$P_{\text{máx}}$  en el lecho está dado por:

$$\rho g \left[ d + \frac{H}{\cosh(2\pi d/L)} \right] = 1030 \times 9.81 \left( 8 + \frac{1.87}{2.51} \right) = 88.4 \times 10^3 \text{ N m}^{-2},$$

$$h_0 = \frac{\pi \times 1.87^2}{32} \coth(1.57) = 0.37 \text{ m}.$$

Se supone una distribución lineal:

$$d + H + h_0 = 8 + 1.87 + 0.37 = 10.24 \text{ m}.$$

Se debe tomar  $y$  positivo aguas abajo desde el nivel de la superficie del agua. La presión sobre la base de la pared vertical, con la cresta del clapotis de la pared es:

$$\frac{88.4 \times 10^3}{10.24} (y + h_0 + H) = 8.63 \times 10^3 (3 + 0.37 + 1.87)$$

$$= 8.63 \times 10^3 \times 5.24 \text{ N m}^{-2}.$$

La fuerza sobre el paramento vertical es:

$$8.63 \times 10^3 \times \frac{5.24^2}{2} = 118.5 \times 10^3 \text{ N}$$

por unidad de longitud de la pared.

*Momento alrededor de A*

Debido a la distribución lineal de presión,

$$M_A = 0.5 \times 8.63 \times 10^3 \times 5.24^2 \times \frac{5.24}{3}$$

$$= 206.9 \text{ N m}$$

por unidad de longitud de la pared vertical.

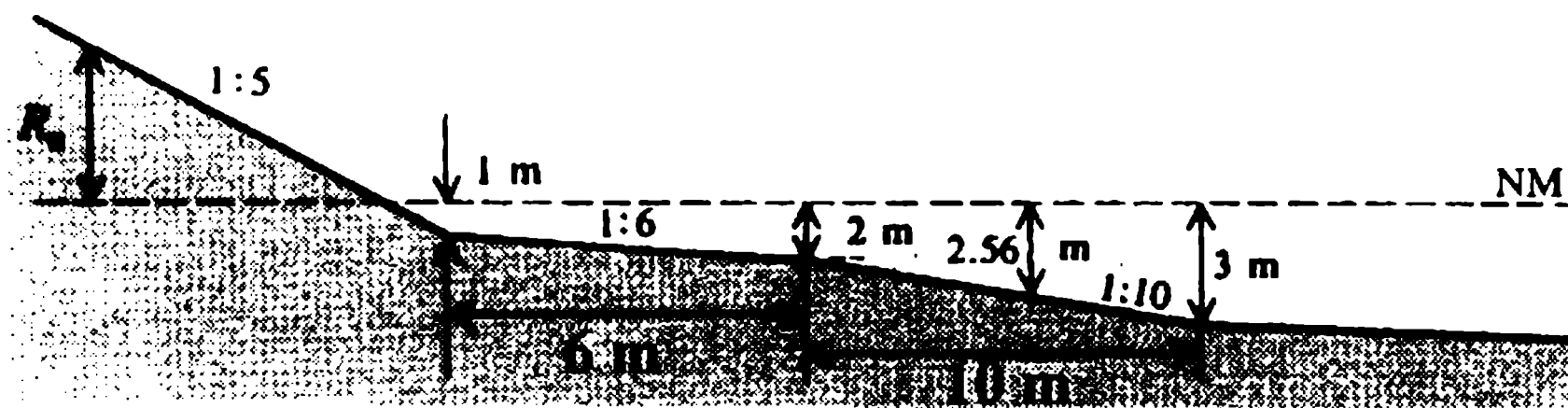
#### *Ejemplo 14.4*

A una profundidad de 20 m, se observan olas de altura de 1.9 m y periodo de 7 s que viajan hacia la costa. El muro de contención mostrado en la figura 14.36 soporta las olas. Encontrar la sobrelevación en el muro.

#### **Solución**

En el sitio de observación,  $H = 1.9 \text{ m}$ ,  $d = 20 \text{ m}$  y  $T = 7 \text{ s}$ . De acuerdo con la figura 14.4,  $L = 70 \text{ m}$  y de la figura 14.3,  $c = 10.2 \text{ m s}^{-1}$ .

$$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} = \frac{9.81 \times 7^2}{2\pi} = 76.5 \text{ m}.$$



**Figura 14.36** Muro de contención de pendiente compuesta (ejemplo 14.4).

Para  $d/L_0 = 20/76.5 = 0.26$ ,  $H/H_0 = 0.95$  (figura 14.8) y, en consecuencia,  $H_0 = 1.9/0.95 = 2.0$  m.

### Rompimiento de las olas

$$\frac{H_b}{2} = 0.38 \left( \frac{2.0}{76.5} \right)^{-1/3} \quad [\text{ecuación (14.40)}];$$

$$H_b = 2.56 \text{ m.}$$

### Sobreelevación

1. *Primer ensayo.* Se supone una sobreelevación de 2 m por encima de la superficie del nivel del agua. La distancia horizontal desde la sección del rompimiento de la ola a la sobreelevación,  $x = 10.0 + 5 + 6 + 5.6 = 26.6$  m. La distancia vertical es  $2 + 2.56 = 4.56$  m. La pendiente promedio es  $4.56/26.6 = 0.17$ .

$$\frac{R_u}{H_0} = \frac{R_u}{2.0} = 1.016 \times 0.17 \times (2.0/76.5)^{-1/2} \quad [\text{ecuación (14.74)}]$$

$$= 1.07;$$

$$R_u = 2 \times 1.07 = 2.14 \text{ m.}$$

2. *Segundo ensayo.* Se supone que  $R_u = 2.14$  m. La pendiente promedio es:

$$\frac{2.14 + 2.0 + 0.56}{10.7 + 5 + 6 + 5.6} = \frac{4.7}{27.3} = 0.17,$$

$$\frac{R_u}{2} = 1.016 \times 0.17 (2.0/76.5)^{-1/2} = 1.07 \quad [\text{ecuación (14.74)}]$$

$$R_u = 2 \times 1.07 = 2.14 \text{ m.}$$

De aquí que la sobreelevación es 2.14 m.

Ejemplo 14.5

Un terraplén a 10 m por encima del nivel de referencia en una bahía orientada hacia el este se debe proteger contra la erosión y la inundación. La tabla dada a continuación da las luces, las velocidades del viento y los coeficientes de refracción para obtener las alturas de las olas de diseño:

|  | Dirección |      |     |     |     |
|--|-----------|------|-----|-----|-----|
|  | N         | NE   | E   | SE  | S   |
| Luz (longitud expuesta a la acción del viento) (km)  | 400       | 250  | 100 | 80  | 60  |
| Velocidad del viento de diseño (km h <sup>-1</sup> ) | 75        | 75   | 50  | 50  | 75  |
| Coeficiente de refracción, $K_r$                     | 0.2       | 0.35 | 0.8 | 0.7 | 0.3 |

Realizar el diseño hidráulico del muro de contención para proteger el terraplén. El máximo nivel del agua en reposo es 3.5 m por encima del nivel de referencia, la profundidad del agua es 3.5 m.

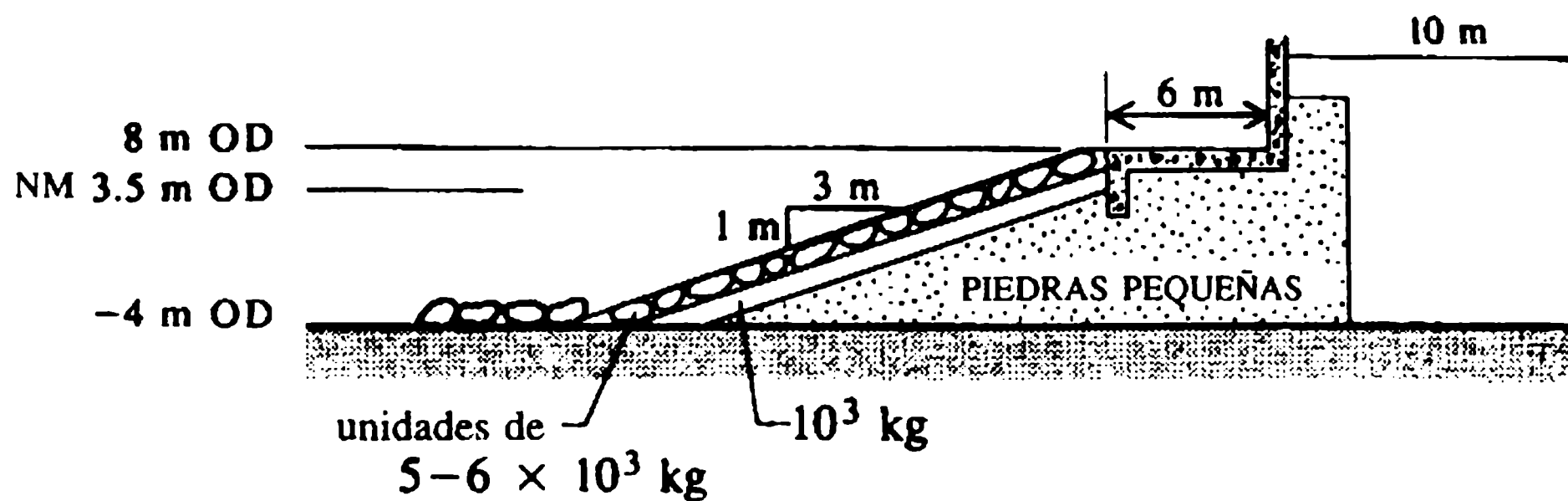
Solución

La altura de las olas y los periodos se calculan utilizando el espectro JONSWAP [ecuación (14.48)], dados en la tabla que aparece abajo.

Seleccionar 2.17 m como la altura de la onda significativa y como periodo significativo de diseño 8.16 s.

Considerar el perfil del muro que se muestra en la figura 14.37. Dos capas de piedra de cantera rugosa conformarán la capa de revestimiento. La densidad de la piedra de cantera es 2650 kg m<sup>-3</sup>. La ola de diseño no se rompe antes de alcanzar el muro, porque  $H/d = 2.17/3.5 = 0.62 < 0.78$  que es el criterio del rompimiento de ola.

|  | Dirección |        |        |        |                              |
|--|-----------|--------|--------|--------|------------------------------|
|  | N         | NE     | E      | SE     | S                            |
| Velocidad del viento, $U$ (m s <sup>-1</sup> ) | 20.8      | 20.8   | 13.9   | 13.9   | 20.8                         |
| $gF/U^2$                                       | 9070      | 5669   | 5077   | 4062   | 1360                         |
| $Uf_m/g$                                       | 0.173     | 0.202  | 0.21   | 0.226  | 0.324                        |
| $\alpha$                                       | 0.01      | 0.0114 | 0.0116 | 0.0122 | 0.0155                       |
| $1/f_m$ o $T_m$                                | 12.26     | 10.5   | 6.75   | 6.27   | 6.54                         |
| $T_z = T_s$ (s)                                | 9.53      | 8.16   | 5.24   | 4.87   | 5.08                         |
| $H_s$ (m)                                      | 8.25      | 6.46   | 2.69   | 2.38   | 2.92 [ecuación (14.53)]      |
| $L_0$ (m)                                      | 141.8     | 104.0  | 42.9   | 37.0   | 40.3 ( $L_0 = gT_s^2/2\pi$ ) |
| $d/L_0$  | 0.025     | 0.034  | 0.082  | 0.095  | 0.087                        |
| $C_g/c_0$                                      | 0.36      | 0.41   | 0.55   | 0.58   | 0.56                         |
| $C_g/C_{g0}$                                   | 0.72      | 0.82   | 1.1    | 1.16   | 1.12 ( $C_{g0} = c_0/2$ )    |
| $K_s = (C_{g0}/C_g)^{1/2}$                     | 1.18      | 1.12   | 0.95   | 0.93   | 0.94                         |
| $K_r$  | 0.2       | 0.3    | 0.8    | 0.7    | 0.3                          |
| Altura de la ola de diseño (m)                 | 1.94      | 2.17   | 2.04   | 1.55   | 0.82                         |



**Figura 14.37** Perfil adoptado del muro (ejemplo 14.5).

Para la reflexión mínima de onda, la pendiente del muro [ecuación (14.72)] debe ser menor que:

$$\tan \beta = \frac{8}{8.16} \left( \frac{2.17}{2.0 \times 9.81} \right)^{1/2}$$

$$= 0.33.$$

La pendiente del paramento aguas arriba se escoge como 1 V: 3 H. De acuerdo con la tabla 14.3,  $K_D$  para una piedra de cantera rugosa es 1.0, el peso individual está dado como [ecuación (14.77)]:

$$W_r = \frac{2650 \times 9.81 \times 2.17^3}{1.0 \times (2.65 - 1)^3 \times 3} \approx 20 \text{ kN},$$

$$\text{unidades de masa} = \frac{20 \times 10^3}{9.81} \approx 2 \times 10^3 \text{ kg}.$$

El diseño de la altura de la onda en aguas profundas  $H_0 = H(C_g/C_{g0})^{1/2} = 2.17 \times \sqrt{0.82} = 1.97 \text{ m}$ .  $r$  en la ecuación (14.76) se supone como 0.8 (tabla 14.1). La sobrelevación de la ola,  $R_u$  [ecuación (14.76)] es:

$$R_u = 1.97 \times 1.016 \times \frac{1}{3} \left( \frac{1.97}{104.0} \right)^{-0.5} \times 0.8 = 3.88 \text{ m}.$$

La sobrelevación corresponde a  $3.5 + 3.88 = 7.38 \text{ m}$  sobre el nivel de referencia.

La porción horizontal a 8.0 m sobre el nivel de referencia se supone de 6.0 m, lo que es mayor que el ancho de la cresta dado por la ecuación (14.80). El espesor de la capa de revestimiento [ecuación (14.78)] es:

$$t_1 = 2 \times 1.0 \times \left( \frac{20 \times 10^3}{2.65 \times 10^3 \times 9.81} \right)^{1/3}$$

$$= 1.83 \text{ m}.$$



El área de la capa de revestimiento por unidad de ancho del muro,  $A = [12^2(3^2 + 1^2)]^{1/2} \approx 38 \text{ m}^2$ . Según la tabla 14.3, la porosidad de la capa de revestimiento es 37%.

El número de unidades por unidad de ancho de la capa de revestimiento [ecuación (14.79)] es:

$$N = 38 \times 2 \times \left(1 - \frac{37}{100}\right) \left(\frac{2650 \times 9.81}{20 \times 10^3}\right)^{2/3} = 57.$$

La figura 14.37 da el perfil del muro, el cual se perfeccionará con estudios en modelos y teniendo en cuenta consideraciones tales como restricciones en el sitio y de tipo económico.

### *Ejemplo 14.6*

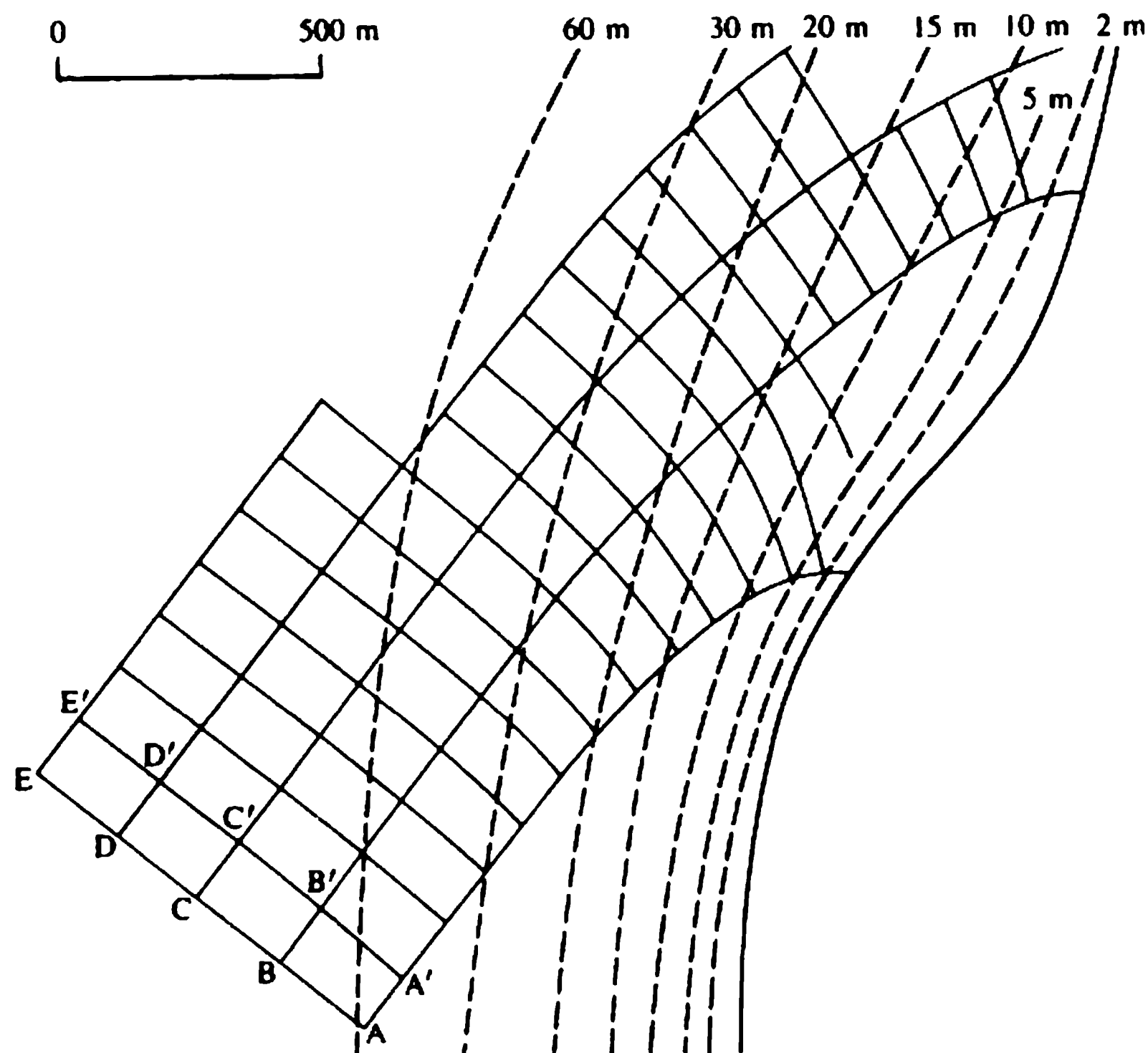
Olas de periodo de 8 segundos en aguas profundas se aproximan a la costa desde el suroccidente, como se ilustra en la figura 14.38. En la figura, los contornos del lecho se muestran como líneas punteadas. Dibujar el patrón de refracción de las olas.

### **Solución**

Considerando la figura 14.38, los pasos para dibujar el diagrama de refracción son los siguientes:

1. Hacer un esquema de la cresta de la ola en aguas profundas y dividir la cresta en partes iguales AB, BC, CD, etc. Por lo general, ABCD... se dibujan en aguas profundas, lo que se puede tomar como  $h \approx 0.5L_0$ . De acuerdo con la figura 14.4,  $L_0 = 100 \text{ m}$  para  $T = 8 \text{ s}$ .
2. Calcular las celeridades en A, B, C, D... como  $c_A, c_B, c_C, c_D...$  utilizando la figura 14.3.
3. Escoger un tiempo de viaje  $t$  conveniente, que en este ejemplo es 10 s. Obviamente,  $t$  debe ser menor para contornos del lecho muy cercanos para lograr una mejor precisión. Dibujar las ortogonales o rayos en A, B, C, D... y avanzar estos rayos  $c_A t, c_B t, c_C t, c_D t$  hasta  $A', B', C', D'...$
4. Repetir los pasos 2 y 3 en  $A', B', C', D'...$  para avanzar los rayos el tiempo  $t$ .
5. Las líneas dibujadas con la dirección normal a los rayos son las crestas de las olas. Se hace un bosquejo de los rayos y las crestas hasta que se alcance el rompimiento. Los coeficientes de refracción pueden determinarse a partir del espaciamiento de los rayos y las alturas de las olas calculadas si se requiere.

El patrón de refracción para el ejemplo se muestra en la figura 14.38.



**Figura 14.38** Diagrama de refracción (ejemplo 14.6).

### Ejemplo 14.7

Durante la construcción de un muelle, una de las pilas verticales de acero, de diámetro 0.508 m, espesor 12.5 mm y longitud igual a la profundidad del agua de 10 m, está sujeta a una corriente de  $0.5 \text{ m s}^{-1}$ . La masa de la pila es de  $195 \text{ kg m}^{-1}$ . El módulo de elasticidad es  $200 \times 10^9 \text{ N m}^{-2}$ . El segundo momento de área de la sección es  $6.0 \times 10^{-4} \text{ m}^4$ . La densidad del agua marina es  $1030 \text{ kg m}^{-3}$ .

¿Estará dicha pila sujeta a oscilaciones inducidas por el flujo?

### Solución

El diámetro interno de la pila es  $0.508 - 2 \times 0.0125 = 0.483 \text{ m}$ . La masa del agua que le entra por unidad de longitud es:

$$1030 \times \frac{\pi}{4} \times 0.483^2 = 189 \text{ kg m}^{-1}.$$

La masa añadida por unidad de longitud es:

$$1030 \times \frac{\pi}{4} \times 0.508^2 = 209 \text{ kg m}^{-1}.$$

La masa efectiva por unidad de longitud,  $m_e = 195 + 189 + 209 = 593 \text{ kg m}^{-1}$ . La profundidad de fijación aparente es  $6 \times 0.508 = 3.05 \text{ m}$ . La longitud efectiva de la pila =  $10 + 3.05 = 13.05 \text{ m}$ . La frecuencia de resonancia,  $f_n$ , es:

$$0.56 \left( \frac{200 \times 10^9 \times 6.0 \times 10^{-4}}{593 \times 13.05^4} \right)^{1/2} = 1.48 \text{ Hz.}$$

La velocidad reducida,  $V' = V/f_n D = 0.5/(1.48 \times 0.508) = 0.66$ . Suponiendo que el factor de amortiguación para la estructura marina de acero es 0.08,

$$K_s = \frac{2 \times 593 \times 0.08}{1030 \times 0.508^2} = 0.357.$$

De acuerdo con la figura 14.29, para  $K_s = 0.357$ , la velocidad reducida crítica  $V'_c = 1.33$ , que es mayor que  $V' (= 0.66)$ . Por tanto, no se formarán las oscilaciones en línea.

La viscosidad cinemática es  $10^{-6} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ , y el número de Reynolds es  $0.5 \times 0.508 \times 10^6 = 2.4 \times 10^5$ . Según la figura 14.30, el valor crítico de  $V/f_n D = V'_c = 4.7$ . Como  $V'_c$  es mayor que  $V'$ , no ocurrirán oscilaciones transversales.

### Ejemplo 14.8

Hacer un diseño preliminar de una descarga en el mar. El flujo de clima seco en la descarga es de  $0.1 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  y el flujo pico es de  $0.5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . Investigaciones en sitio muestran que una descarga que se extienda 2 km mar adentro no causará contaminación en la costa ni en las aguas para recreación. La profundidad del agua en reposo es de 15 m. La densidad del agua marina es  $1026 \text{ kg m}^{-3}$ .

Si se requiere una dilución mínima de 50, estimar los diámetros de los orificios, su número y la longitud del difusor para aguas en reposo.

### Solución

Las ecuaciones de Cederwall (14.96) y (14.97) se utilizan para obtener la siguiente tabla (escoger  $FD$  y calcular  $y_o/D_p$  para  $S_m = 50$ ).

| FD                                    | 1     | 2     | 5     | 10    | 13    | 15    | 20    | 50   |
|---------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| $y_o/D$                               | 38    | 49    | 67    | 82    | 88    | 91    | 96    | 100  |
| $D$ (m)                               | 0.39  | 0.31  | 0.22  | 0.18  | 0.17  | 0.165 | 0.156 | 0.15 |
| $V_p$ ( $\text{m s}^{-1}$ )           | 0.32  | 0.56  | 1.2   | 2.16  | 2.7   | 3.1   | 4.0   | 9.8  |
| $Q_p$ ( $\text{m}^3 \text{ s}^{-1}$ ) | 0.038 | 0.041 | 0.047 | 0.057 | 0.062 | 0.066 | 0.076 | 0.17 |

Se escoge un diámetro de los orificios de 175 mm, que es suficientemente grande para evitar que se obstruya. La velocidad de salida es cerca de  $2.4 \text{ m s}^{-1}$  que es inferior a  $3 \text{ m s}^{-1}$ , la velocidad aceptable más alta, para evitar pérdidas indebidas de cabeza a la salida.

La descarga a través del orificio de diámetro 175 mm es  $0.06 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . El número de orificios es  $0.5/0.06 = 10$  (por ejemplo). El flujo a través de los orificios en clima seco =  $0.1/10 = 0.01 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . La velocidad a través de los orificios en clima seco:

$$= 0.01/(\pi 0.175^2/4)$$

$$= 0.4 \text{ m s}^{-1}.$$

La descarga en los orificios para el flujo pico  $= 0.5/10 = 0.05 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . La velocidad en los orificios para el flujo pico:

$$= 0.05/(\pi 0.175^2/4)$$

$$= 2.1 \text{ m s}^{-1}.$$

Se espera que una velocidad de  $2.1 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  sea suficiente para evitar la obstrucción de los orificios. El número densimétrico de Froude:

$$FD = 2.1/(9.81 \times 0.026 \times 0.175)^{0.5}$$

$$= 9.9,$$

$$y_0/D_p = 15/0.175 = 85.7.$$

Según la figura 14.31, para  $y_0/D_p = 85.7$  y  $FD = 9.9$ ,

$$w/2D_p = 15,$$

$$w = 2 \times 15 \times 0.175 \approx 6 \text{ m}.$$

La longitud del difusor  $= 6 \times 10 = 60 \text{ m}$ .

- Ackers, P. (1991) Sediment aspects of drainage and outfall design, in *Environmental Hydraulics* (eds J.H.W. Lee and Y.K. Cheung), Balkema, Rotterdam, pp. 10-29.
- Agg, A.R. and Wakeford, A.C. (1972) Field studies of jet dilution of sewage at sea outfalls. *Institute of Public Health Engineers*, **71**, 126-49.
- Bai, K.J. (1975) Diffraction of oblique waves by an infinite cylinder. *Journal of Fluid Mechanics*, **68** (3), 513-45.
- Berkeley, R., Thorn, R. and Roberts, A.G. (1981) *Sea Defence and Coast Protection Works*, Thomas Telford, London.
- Brebbia, C.A. (1978) *The Boundary Element Method*, Pentech, Plymouth.
- Brooks, N.H. (1970) Conceptual design of submarine outfalls I. Jet diffusion. California Institute of Technology, W.M. Keck Laboratory Technical Memorandum 70-1.
- Bruun, P. (1985) *Design and Construction of Mounds for Breakwaters and Coastal Protection*, Elsevier, Amsterdam.
- Carter, D.J. (1982) Prediction of wave height and period for a constant wind velocity using JONSWAP results. *Ocean Engineering*, **9** (1), 17-33.

- Cederwall, K. (1968) *Hydraulics of Marine Waste Disposal*, Report No. 42, Hydraulics Division, Chalmers Institute of Technology, Gotenburg, January.
- Chadwick, A.J. and Morfett, J.C. (1993) *Hydraulics in Civil and Environmental Engineering*, 2nd edn, E. & F.N. Spon, London.
- Chakrabarti, S.K. (1987) *Hydrodynamics of Offshore Structures*, Computational Mechanics Publications, Southampton.
- Charlton, J.A. (1985) Sea outfalls, in *Developments in Hydraulic Engineering*, Vol. 3 (ed. P. Novak), Applied Science, London.
- Darbyshire, M. and Draper, L. (1963) Forecasting wind generated sea waves. *Engineering*, **195** (April), 482-4.
- Fan, L.H. and Brooks, N.H. (1966) Discussion of 'Horizontal jets in stagnant fluid of other density' by G. Abraham. *Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **92** (HY2), 423-9.
- Garrison, C.J. and Chow, P.Y. (1972) Wave forces on submerged bodies. *Journal of Waterways, Harbours and Coastal Engineering, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **98** (WW3), 375-92.
- Goda, Y. (1979) A review of statistical interpretation of wave data. *Report of the Port and Harbour Institute, Japan*, **18**, 5-32.
- Grace, R.A. (1978) *Marine Outfall Systems*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Hallam, M.G., Heaf, N.S. and Wootton, L.R. (1978) *Dynamics of Marine Structures*, Report UR8, CIRIA Underwater Engineering Group, October.
- Hasselmann, K.D., Ross, D.B., Muller, P. and Sell, W. (1976) A parametric wave prediction model. *Journal of Physical Oceanography*, **6**, 200-28.
- Huang, M.C. and Hudspeth, R.T. (1982) Pipeline stability under finite amplitude waves. *Journal of the Waterways and Harbors Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **108** (WW2) 125-45.
- Hudson, R.Y. (1961) Laboratory investigation of rubble-mound breakwaters. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, **126** (1v), 492-541.
- Hunt, J.R., Jr. (1959) Design of sea walls and breakwaters. *Journal of the Waterways and Harbours Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **85** (WW3), 123-52.
- Institution of Civil Engineers (1983) Breakwaters—Design and Construction, *Proceedings of Conference*, London, May 4–6.
- Iribarren, C.R. and Nogales, S. (1949) Protection of Ports, *Proceedings of the 17th Congress, International Association of Navigation Congresses*, Lisbon.
- Isaacson, M. and Mackenzie, N.G. (1981) Long-term distributions of ocean waves: a review. *Journal of the Waterways, Port, Coastal Ocean Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **107** (WW2), 93-109.
- Iwagaki, Y., Shiota, K. and Doi, H. (1982) Shoaling and refraction coefficient of finite amplitude waves. *Coastal Engineering, Japan*, **25**, 25-35.
- King, C.A.M. (1972) *Beaches and Coasts*, 2nd edn, Arnold, London.
- Koh, R.C.Y. and Brooks, N.H. (1975) Fluid mechanics of waste-water disposal in the ocean. *Annual Review of Fluid Mechanics*, **7**, 187-212.
- Komar, P.D. (1976) *Beach Processes and Sedimentation*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Lee, J.H.W. and Neville-Jones, P. (1987) Initial dilution of horizontal jet in crossflow. *Journal of Hydraulic Engineering*, **113** (5), 615-30.
- Littlejohns, P.S.G. (1974) *Current-induced Forces on Submarine Pipelines*, Report No. 1NT 138, Hydraulics Research Station, Wallingford, England.

- Miller, D.S. (ed.) (1994) *Discharge Characteristics*, IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Vol. 8, Balkema, Rotterdam.
- Minikin, R.R. (1963) *Wind, Waves and Marine Structures*, Griffin, London.
- Morris, H.M. (1963) *Applied Hydraulics in Engineering*, Ronald Press, New York.
- Muellerhoff, W.P., et al. (1985) *Initial Mixing Characteristics of Municipal Ocean Discharges*, Report EPA/600/3-85/073, US Environmental Protection Agency, Washington, DC.
- Muir Wood, A.M. and Fleming, C.A. (1969) *Coastal Hydraulics*, Macmillan, London.
- Neville-Jones, P. and Dorling, C. (1986) *Outfall Design for Environmental Protection: a Discussion Document*, ER 209E, Water Research Centre, Marlow.
- Novak, P. and Čábelka, J. (1981) *Models in Hydraulic Engineering - Physical Principles and Design Applications*, Pitman, London.
- Novak, P. and Nalluri, C. (1987) Sediment transport in sewers and their sea outfalls, in *Proceedings of the 22nd Congress*, IAHR, Lausanne, Vol. D, pp. 337-42.
- Pierson, W.J. and Moskowitz, L. (1964) A proposed spectral form for fully developed wind seas. *Journal of Geophysical Research*, **69**, 5181-90.
- Quinn, A.D. (1972) *Design and Construction of Ports and Marine Structures*, McGraw-Hill, New York.
- Sarpkaya, T. and Isaacson, M. (1981) *Mechanics of Wave Forces on Offshore Structures*, Van Nostrand, London.
- Saville, T. Jr. (1957) Wave run-up on composite slopes, in *Proceedings of the 6th International Conference on Coastal Engineering*, University of Florida, USA, pp. 691-9.
- Schlichting, H. (1960) *Boundary Layer Theory*, McGraw-Hill, New York.
- Skjelbreia, L. and Hendrickson, A. (1961) Fifth order gravity wave theory, in *Proceedings of the 7th Conference on Coastal Engineering*, Vol. 1, American Society of Civil Engineers, Chapter 10.
- Sorenson, R.M. (1978) *Coastal Engineering*, Wiley, New York.
- Summers, L. and Fleming, C.A. (1983) *Groynes in Coastal Engineering*, Technical note 111, CIRIA, London.
- Swift, R.H. and Dixon, J.C. (1987) Transformation of regular waves. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2*, **83** (June), 359-80.
- Thomas, R.S. and Hall, B. (1992) *Seawall Design*, Butterworth-Heinemann, CIRIA, Oxford.
- Tucker, M.J. (1963) Analysis of records of sea waves. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **26**, 305-16.
- US Army (1983) *Shore Protection Manual*, US Army Coastal Engineering Research Center, Washington, DC.
- Wiegel, R.L. (1964) *Oceanographical Engineering*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Will, A.L., Willis, T.A.F. and Smith, D.D.S. (1985) Design and construction of sea wall and breakwater at Tornes power station. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1*, **78**, 1165-89.
- Williams, J.G. (1985) *Tables of Progressive Gravity Waves*, Pitman, London.
- Yuksel, Y. and Narayanan, R. (1994a) Wave forces on horizontal cylinder resting on sloping bottom, in *Proceedings of the 4th International Offshore and Polar Engineering Conference*, Tokyo.
- Yuksel, Y. and Narayanan, R. (1994b) Breaking wave forces on horizontal cylinders close to the sea bed. *Journal of Coastal Engineering*, **23**, 115-33.



# 15 Modelos de ingeniería hidráulica

## 15.1 Modelos hidráulicos

### 15.1.1 GENERALIDADES

La hidráulica y la ingeniería hidráulica se han caracterizado durante el siglo XX y principios del siglo XXI por un extraordinario desarrollo de métodos experimentales y la aplicación de técnicas computacionales.

Aunque muchos ingenieros utilizan los términos de modelos matemáticos, numéricos y asistidos por computadora como si fueran sinónimos, existe una distinción clara entre ellos. Un **modelo matemático** es un conjunto de ecuaciones algebraicas y diferenciales que representan el flujo y están basadas en hipótesis sobre la física del flujo y los procesos ambientales en el prototipo. Un **modelo numérico** es una aproximación del modelo matemático en la forma de una serie calculable de parámetros que describen el flujo como un conjunto de puntos discretos. El **modelo computacional** es la implementación de un modelo numérico general para una situación específica. Existen muchos sistemas computacionales disponibles y el usuario tiene que escoger con cuidado entre ellos; esta escogencia requiere, o por lo menos se facilita, con el conocimiento del modelo matemático subyacente.

Los modelos computacionales a menudo son más económicos que los equivalentes modelos físicos a escala (*ver* más adelante) y no sufren de efectos de escala. Sin embargo, se pueden emplear sólo cuando se conoce y está incluida la física en el modelo y cuando se dispone de suficiente información topográfica y de otro tipo relevante. Además, su exactitud puede estar limitada –algunas veces severamente– por el procedimiento de esquematización y discretización y la falta de calibración.

Puesto que este libro está dedicado casi por completo a dilucidar la física subyacente en el diseño de estructuras hidráulicas, sería inútil intentar en este breve capítulo final algo más que una indicación de los problemas involucrados en los modelos físicos (es decir a escala); además, muchas partes de este texto pueden también considerarse como información fundamental para la formulación de los modelos matemáticos y, por tanto, numéricos y computacionales. Para un análisis más detallado del papel de la hidráulica computacional en el diseño de estructuras hidráulicas se aconseja consultar, por ejemplo, Verwey (1983).

El uso de experimentos en la solución de problemas hidráulicos puede remontarse a muchos siglos, pero no fue sino hasta la segunda mitad del siglo XIX que la idea de utilizar modelos a escala para resolver problemas de ingeniería evolucionó y gradualmente alcanzó bases sólidas. En 1869, W. Froude construyó el primer tan-

que de agua para el ensayo de modelos en barcos, y en 1885 O. Reynolds diseñó un modelo de mareas para el Mersey Alto. Hacia finales del siglo XIX se establecieron dos laboratorios pioneros en ríos y estructuras hidráulicas liderados por Hubert Engels en Dresde (1898) y Theodor Rehbock en Karlsruhe (1901). Después de éstos siguieron muchos nuevos laboratorios alrededor del mundo, registrándose la mayor expansión durante la primera mitad del siglo XX.

El incremento del uso de técnicas matemáticas y de computadoras desde los años sesenta puede haber conducido a una reorientación, pero no necesariamente a disminuir el uso de laboratorios de hidráulica para resolver los problemas de la ingeniería hidráulica. Las razones para esto son múltiples: el continuo incremento en el tamaño y la complejidad de algunos de los esquemas requieren nuevos diseños que no han sido probados, los cuales desafían soluciones matemáticas; los modelos hidráulicos a escala se utilizan cada vez más como una ayuda en la solución de problemas ambientales tratando tanto los fenómenos físicos básicos de, por ejemplo, transporte de sedimentos y contaminantes como el diseño de aplicaciones; el desarrollo de la teoría de la similitud condujo a entender que los efectos de escala son inevitables cuando se emplean modelos a escala lo que, a su vez, incentivó tanto el uso más extendido de estudios de campo como de investigaciones, en especial las diseñadas en laboratorio; los modelos matemáticos requieren información que a menudo se deriva de los modelos físicos, impulsando también un incremento en el uso de *modelos híbridos* que combinan las ventajas de ambas técnicas de modelación.

Un **modelo a escala** en ingeniería hidráulica (comparado con los modelos análogos y matemáticos) (ASCE, 1982) utiliza el método de simulación directa (física) del fenómeno (hidráulico), en general en el mismo medio que el del prototipo. Los modelos se diseñan y operan de acuerdo con las leyes de escala, es decir, las condiciones que deben satisfacerse para lograr la similitud deseada entre el modelo y el prototipo. La relación entre una variable en el prototipo y la variable correspondiente en el modelo es el factor de escala (escala); algunas veces se utiliza en la literatura el recíproco de esta relación. En el texto siguiente el factor de escala se denota como  $M_{(x)}$ .

La distorsión es una desviación consciente de la ley de escala (es decir, distorsión geométrica – que se analiza más adelante). La no similitud entre el modelo y el prototipo, que resulta del hecho que no todos los números adimensionales pertinentes (relaciones físicas significativas entre los parámetros utilizados para determinar las leyes de escala) son los mismos en el modelo y el prototipo, se denomina efecto de escala. En otras palabras, el efecto de escala es el error en que se incurre al utilizar el modelo según una ley determinante principal e ignorar las otras, por ejemplo, errores que resultan al modelar el prototipo con base en escalas escogidas para satisfacer la acción de la fuerza dominante y permitir que las otras fuerzas no estén a escala.

El análisis del flujo a menudo conduce al uso de modelos geoméricamente distorsionados; en realidad, incluso un modelo de forma geométrica, similar casi siempre introduce inevitablemente algún grado de distorsión del flujo y algunos efectos de escala. El modelador tiene que estar consciente de estos efectos y, con respecto al diseño de estructuras hidráulicas, de la concordancia entre el modelo y el prototipo. Tiene que relacionar en particular esto con la precisión requerida de la respuesta y,

en especial, debe ser consciente si la respuesta del modelo mejora o reduce la seguridad de la estructura del prototipo. Por ejemplo, un modelo de un vertedero en salto de esquí producirá un chorro con menos entrada de aire que lo que ocurriría en el prototipo; por esto, y por la reducción de velocidad del chorro en el modelo y la reducción consiguiente de la resistencia del aire, cuando se analiza la distancia de impacto del chorro en el lecho de un río aguas abajo de la estructura se obtiene una distancia en el modelo (cuando se sube de acuerdo con la escala del modelo) que es mayor que la que con probabilidad ocurra en el prototipo, y posiblemente con un cuenco de socavación más grande. ¿Es ello importante? ¿Incrementa o disminuye la seguridad de la estructura? Las respuestas dependerán, entre otros factores, de las condiciones geológicas, reglas de operación, etc.; la interpretación del resultado del modelo a escala, requiere entonces conocimiento y también intuición y experiencia, tanto del modelador como del ingeniero de diseño.

Sólo unos pocos aspectos de modelos físicos de escala utilizados en ingeniería hidráulica pueden mencionarse aquí, y para un tratamiento más detallado el lector puede consultar textos especializados (por ejemplo, Kobus, 1980; Novak y Čábelka, 1981; Novak, 1984).

### 15.1.2 SIMILITUD GEOMÉTRICA, CINEMÁTICA, DINÁMICA Y MECÁNICA

La similitud **geométrica** es similitud de la forma, es decir, la escala de longitud  $M_l$  es la misma en todas las direcciones.

La similitud **cinemática** indica similitud del movimiento, es decir, similitud de los componentes de la velocidad y la aceleración a lo largo de los ejes  $x, y, z$ ;  $M_u, M_v, M_w$  son todos constantes (no necesariamente iguales); lo mismo es válido para las escalas de aceleración.

La similitud **dinámica** indica similitud de las fuerzas; entonces si  $M_m$  es la escala de la masa y  $M_t$  la de tiempo se puede escribir:

$$M_{P_x} = M_m M_{a_x} = M_m M_{l_x} M_t^{-2} = M_m M_u^2 M_{l_x}^{-1} = \text{constante} \quad (15.1)$$

(etc., con las direcciones  $y$  y  $z$ ).

La similitud **mecánica** es un término que abarca tanto, la similitud geométrica, como la cinemática y la dinámica, es decir  $M_l, M_v$  y  $M_p$  son constantes y las mismas en todas las direcciones. La similitud mecánica puede definirse así: dos estructuras son similares (mecánicamente) si son similares en términos geométricos y si, para masas proporcionales de puntos homólogos, las trayectorias descritas en tiempos proporcionales también son geoméricamente similares. Esta definición, basada en la ley de Newton, incluye entonces la similitud geométrica de las dos estructuras, la proporcionalidad de tiempos y la similitud geométrica de las trayectorias recorridas (similitud cinemática) así como la proporcionalidad de las masas y, por tanto, también la de fuerzas (similitud dinámica).

La **teoría de la similitud**, que lleva a los números adimensionales y a la ley de escala, puede elaborarse de tres maneras. La primera determina los criterios de si-

militud a partir de un sistema de ecuaciones (diferenciales) homogéneas básicas que expresan de forma matemática el fenómeno físico investigado. El segundo camino conduce a las condiciones de similitud a través de un análisis dimensional realizado luego de una apreciación cuidadosa de los fundamentos físicos de cada fenómeno y de los parámetros que lo influyen. La combinación del análisis físico y el dimensional a menudo es la mejor ruta para una formulación exitosa del criterio de similitud. Este tercer camino puede denominarse como método de síntesis (Barr, 1983; Sharp, 1981).

Como ejemplo del primer camino –el uso de leyes físicas y las ecuaciones gobernantes– es la formulación de las leyes de escala (criterios) para escribir, por ejemplo, las ecuaciones de Navier-Stokes, tanto para el modelo como para el prototipo, e insertar las escalas de los diversos parámetros en un conjunto de las ecuaciones. En este enfoque se parte de:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = Y - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\mu}{\rho} \left( \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) \dots \quad (15.2)$$

con  $Y = g$  a la condición:

$$\frac{M_v}{M_l} = \frac{M_v^2}{M_l} = M_g = \frac{M_p}{M_\rho M_l} = \frac{M_\mu M_v}{M_\rho M_l^2}$$

o:

$$\frac{M_l}{M_v M_l} = \frac{M_g M_l}{M_v^2} = \frac{M_p}{M_\rho M_v^2} = \frac{M_\mu}{M_\rho M_v M_l} = 1 \quad (15.3a-d)$$

es decir, la condición de que las escalas de Strouhal ( $Sh$ ), Froude ( $Fr$ ), Euler ( $Eu$ ) y Reynolds ( $Re$ ) deben ser: 1. Los números adimensionales entonces deducidos pueden, sin embargo, ser criterio de similitud sólo si las ecuaciones iniciales tienen una solución no ambigua, lo cual puede obtenerse sólo si las ecuaciones están limitadas por ciertas condiciones de frontera que asumen el carácter de condiciones de no ambigüedad de la solución.

Una inspección de las ecuaciones (15.3a-d) muestra que si  $M_g = 1$  y se utiliza el mismo líquido en el modelo y en el prototipo ( $M_\rho = M_\mu = 1$ ), éstas se pueden satisfacer sólo si  $M_l = 1$ , es decir, en un modelo del mismo tamaño que el prototipo. Por tanto, casi siempre se tienen que diseñar y operar los modelos con **similitud mecánica aproximada**, escogiendo una componente dominante de fuerza (por ejemplo gravedad) e ignorando los efectos de las otras. Para minimizar los efectos de escala resultantes se tienen que imponer condiciones limitantes (de frontera) en las escalas, por ejemplo, escoger una escala donde el efecto de la viscosidad en el flujo del modelo sea insignificante.

Si se toma la gravedad como fuerza dominante (válido en la mayoría de los modelos de estructuras hidráulicas), a partir de las ecuaciones (15.3) con  $M_g = 1$  resulta:

$$\frac{M_v}{(M_g M_l)^{1/2}} = \frac{M_v}{M_l^{1/2}} = M_{Fr} = 1. \tag{15.4}$$

El mismo resultado puede obtenerse de la ecuación (15.1) escribiendo:

$$M_a M_m = M_g M_\rho M_l^3 = M_\rho M_l^2 M_v^2$$

La ecuación (15.4) representa la ley de similitud de Froude. A partir de ésta se pueden obtener todos los otros factores de escala requeridos expresados en función de la escala de longitud  $M_l$  (tabla 15.1).

15.1.3 MODELOS DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS A ESCALA

En la vasta mayoría de los casos, los problemas de diseño asociados con las estructuras hidráulicas descritos en capítulos anteriores, se investigan en modelos a escala geoméricamente similares, que operan según la ley de similitud de Froude. Las principales excepciones son los modelos distorsionados de ríos, encauzamientos de ríos y proyectos de ingeniería costera (sección 15.1.4).

Las principales causas de los efectos de escala son la rugosidad del modelo y las condiciones de aproximación en el modelo asociadas con el desarrollo de la capa límite turbulenta, los efectos de tensión superficial y los problemas asociados con la aireación y la formación de vórtices y el fenómeno de cavitación. Algunos de estos efectos de escala pueden superarse, o por lo menos minimizarse, utilizando escalas en el modelo que den números de Reynolds (los cuales se reducen respecto al prototipo cuando se usa la ley de escala de Froude en  $M_l^{3/2}$  cuando se tiene la misma viscosidad en el modelo y en el prototipo) y el número de Weber (reducido en el modelo con el mismo líquido del prototipo en  $M_l^2$ ) suficientemente altos.

Es aconsejable, por ejemplo, escoger una escala del modelo de un vertedero de manera que la cabeza en la cresta del vertedero en el modelo sea por lo menos de 60 mm (para el caudal máximo); la apertura mínima de la compuerta de la cresta debe ser de alrededor de 60 mm. La cabeza de rebosamiento utilizada en vertederos de cresta delgada no deberá ser menor de 20 mm en ninguna circunstancia. El diámetro de los desagües del fondo del modelo deberá ser preferiblemente superior a 50 mm para evitar efectos de escala en los coeficientes de pérdida de entrada. El

**Tabla 15.1** Factores de escala

| <i>Parámetro</i> | <i>Factor de escala</i>        | <i>Parámetro</i>  | <i>Factor de escala</i>                |
|------------------|--------------------------------|-------------------|--|
| Velocidad        | $M_v = M_l^{1/2}$              | Área              | $M_A = M_l^2$                          |
| Volumen          | $M_v = M_l^3$                  | Masa              | $M_m = (M_\rho) M_l^3 = M_l^3$         |
| Tiempo           | $M_t = M_l^{1/2}$              | Caudal            | $M_Q = M_l^{5/2}$                      |
| Fuerza           | $M_P = (M_\rho) M_l^3 = M_l^3$ | Caudal específico | $M_q = M_l^{3/2}$                      |
| Presión          | $M_p = (M_\rho) M_l = M_l$     | Energía           | $M_E = (M_\rho) M_l^4 = M_l^4$         |
| (intensidad)     |                                | Momentum          | $M_M = (M_\rho) M_l^{7/2} = M_l^{7/2}$ |



número de Reynolds en modelos lisos debe ser tal que corresponda al valor en el prototipo hidráulicamente rugoso en su totalidad turbulento para obtener las pérdidas correctas por fricción. De modo que en una tubería con rugosidad relativa de  $k/D = 0.001$ , el factor de fricción  $\lambda$  es independiente del número de Reynolds para  $Re = VD/\nu > 10^6$ . Para obtener el mismo valor de  $\lambda$  en un modelo de tubería muy lisa se necesita un número de Reynolds cercano a 70 000 (ver el diagrama de Moody). Entonces, si el número de Reynolds en el prototipo es  $10^7$ , de  $M_1^{3/2} = 10^7 / (7 \times 10^4)$ , la escala del modelo debe ser  $M_1 = 27.5$ , una condición que puede ser muy difícil de satisfacer. En modelos de estructuras de desagües con vertedero y desagüe de fondo se tendrán que aceptar algunos efectos menores de escala al reproducir el funcionamiento del (de los) desagüe(s) de fondo. Si el flujo es en canales abiertos, el número de Reynolds en el modelo ( $Re = VR/\nu$ ) debe ser mayor que:

$$Re = \frac{126R}{k\lambda^{1/2}} \quad (15.5)$$

(con  $\lambda = h_f 8gR/lV^2$ ) para evitar efectos viscosos; esto por lo usual requiere  $10^{3.5} < Re < 10^{4.5}$ . Para modelos de bocatomas, el número de Weber [definido como  $V(\rho D/\sigma)^{1/2}$ ] debe ser superior a 11 y el número de Reynolds ( $VD/\nu$ ) mayor que  $3 \times 10^4$  para evitar los efectos de tensión superficial y viscosos. Las guías anteriores son sólo aproximadas; para detalles adicionales se debe consultar, por ejemplo, Novak y Čábelka (1981), Knauss (1987) y Meilland y Jehanno (1994).

Es bastante improbable que se puedan investigar en su totalidad los problemas asociados con la aireación y la hinchazón de los flujos sobre vertederos en modelos reducidos estándar, aunque se pueden obtener resultados útiles sobre el inicio de la aireación en rápidas, el diseño de aireadores artificiales, aireación en vertederos de pozo, etc. Los efectos de escala en, por ejemplo, disipación de energía también tienen que analizarse con cuidado (Kobus, 1984).

Un modelo a escala ordinario de, por ejemplo, un vertedero, no presentará la cavitación que ocurriría en el prototipo, debido a que la presión atmosférica ambiente no se reduce en el modelo a escala. Las mediciones de presión tomadas en el modelo y convertidas al prototipo, sin embargo, indicarían si es probable la cavitación en el prototipo. Por ejemplo, si un modelo a escala  $M_1 = 25$  presenta una presión negativa de 0.5 m, ocurriría cavitación en el prototipo porque  $25 \times 0.5 = 12.5$  m por debajo de la presión atmosférica, lo que no es posible físicamente, ya que la cavitación se iniciaría en un valor cercano al mínimo posible de 10 m. Si se desea investigar el comportamiento de un vertedero en el que ocurre cavitación en el modelo, éste tiene que colocarse en un túnel de cavitación donde se pueda controlar y reducir la presión atmosférica (Novak y Čábelka, 1981); aun en este caso hay que tener en cuenta la calidad del agua y otros efectos de escala (Kobus, 1984; Burgi, 1988).

Las investigaciones en modelos de estructuras hidráulicas requieren a menudo una instrumentación sofisticada para la medición del caudal, las fluctuaciones de velocidad y presión, la concentración del aire, etc. En particular, los modelos de vías navegables y de esclusas con barcazas modelo necesitan equipos especializados. En algunos modelos de vías fluviales, las maniobras de timoneo y la propulsión de la(s) barcaza(s) modelo se controlan mediante la computadora y los ensayos de modelos



se utilizan para calibrar modelos de simulaciones matemáticas (es probable que  $M_l$  en tales modelos sea inferior a 15). Las fuerzas que actúan sobre las barcasas modelo durante operaciones de esclusas se registran mediante dinamómetros especiales eliminando, o al menos minimizando, las fuerzas de inercia.

#### 15.1.4 MODELOS DE RÍOS Y DE INGENIERÍA COSTERA

A partir de la ecuación de Bernoulli y utilizando el mismo procedimiento empleado en la deducción de la ecuación (15.3), se puede obtener:

$$M_z = M_h = M_v^2 = M_\lambda M_v^2 M_l M_R^{-1} = M_\xi M_v^2 \quad (15.6a-d)$$

donde,  $M_z$ ,  $M_h$ ,  $M_\xi$  son las relaciones de escala de altura por encima del nivel de referencia, profundidad y coeficiente de pérdida local. La ecuación (15.6a) indica que en modelos de canales abiertos con flujo no uniforme las escalas de altura y de profundidad deben ser idénticas, y sólo se permite inclinar el modelo respecto a uno de sus extremos para condiciones de flujo uniforme. Como con frecuencia se requieren escalas verticales y horizontales diferentes (longitud y ancho) para lograr un número de Reynolds suficientemente alto en el modelo, y para asegurar un régimen de flujo totalmente turbulento, es decir  $M_h < M_l$ , la escala de caudales de la ecuación (15.6b) (que de nuevo representa la ley de Froude) será:

$$M_Q = M_A M_v = M_h^{3/2} M_l \quad (15.7)$$

La ecuación (15.6c) da como resultado:

$$M_R = M_l M_\lambda \quad (15.8)$$

y la ecuación (15.6d):

$$M_\xi = 1, \quad (15.9)$$

es decir, los coeficientes locales de pérdida deben ser los mismos en el modelo y en el prototipo. Esta última condición es en la práctica imposible de lograr en modelos distorsionados de ríos para todas las pérdidas locales, pero puede lograrse de manera global tomando en conjunto todas las pérdidas locales (en los cambios de sección y dirección).

Las ecuaciones anteriores contienen siete variables ( $M_z$ ,  $M_h$ ,  $M_l$ ,  $M_v$ ,  $M_\lambda$ ,  $M_R$ ,  $M_\xi$ ); además,  $M_R$  debe ser función de  $M_h$  y  $M_l$ , y  $M_\lambda$  de  $M_R$  y  $M_k$ , donde  $M_k$  es el tamaño de la rugosidad de la escala:

$$M_R = f_1(M_h, M_l), \quad (15.10)$$

$$M_\lambda = f_2(M_R, M_k). \quad (15.11)$$

Se tienen así seis ecuaciones (15.6a), (15.6b), (15.8), (15.9), (15.10) y (15.11) para ocho variables, lo que da dos grados de libertad. En el diseño del modelo, por tanto, se pueden escoger sólo dos variables, por lo general  $M_l$  y  $M_h$  (o  $M_Q$ ).

En el caso de un modelo de lecho móvil, en el primer enfoque se puede sustituir  $M_k$  por la variable  $M_d$ , es decir, la escala del tamaño del sedimento, y si se desea lograr similitud en el movimiento incipiente de los sedimentos a partir del criterio de Shields [ecuación (8.19) u (8.20)], se obtiene otra ecuación para  $M_\Delta$ , [ $\Delta = (\rho_s - \rho)/\rho$ ]:

$$M_\Delta = \frac{M_{U_*}^2}{M_d} = \frac{M_R M_S}{M_d} = \frac{M_R M_h}{M_l M_d}. \quad (15.12)$$

Se tienen ahora nueve variables y siete ecuaciones, y de nuevo sólo dos grados de libertad para escoger las escalas. Para la similitud del transporte de sedimentos, se requieren condiciones de frontera adicionales y también se debe investigar la similitud de las formas del lecho.

En el movimiento de mareas en modelos de estuarios y de ingeniería costera, se aplican consideraciones similares; sin embargo, se debe recordar que la escala de velocidad correspondiente para el movimiento vertical de la superficie del agua (o velocidad de caída del sedimento) está dada por:

$$M_w = M_h / M_l = M_h^{3/2} / M_l \quad (15.13)$$

(como  $M_l = M_l / M_v = M_l M_h^{-1/2}$ ). En estudios de refracción de ondas, que dependen sólo de la profundidad, la escala de la celeridad de las ondas  $M_c = M_h^{1/2}$ , se puede obtener también el mismo resultado a partir de la ecuación de onda para aguas poco profundas [ecuación (14.15)]. Como en las ondas cortas de aguas profundas,  $M_c = M_L^{1/2}$  [ecuación (14.14)] y  $M_L = M_c M_T$  [ecuación (14.1)], donde  $M_T$  es la escala del periodo de la onda y  $M_L$  es la escala de longitud de onda, resulta:

$$M_c (= M_L^{1/2} = M_h^{1/2}) = M_T. \quad (15.14)$$

Entonces, en este caso se puede tener un modelo distorsionado de  $M_h \neq M_l$ . Para reproducir la difracción de ondas, la altura de éstas a lo largo de un obstáculo debe reproducirse correctamente y, por tanto,  $M_L = M_l$ , es decir, se requiere un modelo sin distorsión para evitar los efectos de escala.

De nuevo, sólo se ha analizado en forma sintética el tratamiento de modelos de ingeniería de ríos y costas; para detalles adicionales del tratamiento del tema el lector se debe remitir a, por ejemplo, Allen (1947), Novak y Čábelka (1981), Kobus (1980) o Yalin (1971).

### 15.2.1 GENERALIDADES

Los modelos estructurales de estructuras hidráulicas son casi exclusivamente modelos de presas y de sus cimentaciones. Concebidos como una técnica para verificar y desarrollar el análisis teórico de las estructuras más complejas, la modelación física

## 15.2 Modelos estructurales

ofrece la ventaja de una representación de la respuesta estructural tangible en lugar de una puramente matemática. Las técnicas de modelación se desarrollaron y perfeccionaron entre 1950 y 1965 en esencia para presas de concreto con curvaturas múltiples y complejas, contra limitaciones impuestas en la aplicación de análisis matemáticos sofisticados debido a la falta de disponibilidad de la potencia de cómputo necesaria.

Siempre que un modelo se construya siguiendo estrictamente las leyes apropiadas de similitud (sección 15.1.2) funcionará como un análogo estructural, produciendo una predicción correcta de la deformación y distribución de esfuerzos del prototipo. En la práctica, como con los modelos hidráulicos, se imponen limitaciones por conflictos en requerimientos para cumplir las diferentes leyes de similitud, en especial los relacionados con las características del material del modelo y la respuesta de la carga. Asimismo, en la práctica, los modelos estructurales son relativamente inflexibles y la investigación de los efectos de un cambio de la geometría o detalles estructurales, por ejemplo las juntas en una presa de concreto, o un cambio en cualquiera de los parámetros principales, requerirán la construcción de un modelo por completo nuevo. Por estas y otras razones, el análisis de elementos finitos (capítulos 2 y 3) ha desplazado en gran medida las técnicas de modelación física. Esta última consideración, por tanto, restringe el estudio sólo a los elementos esenciales.

La modelación estructural de presas casi de manera invariable se relaciona con una condición de carga estática. Las relaciones relevantes son, por tanto, las que gobiernan las relaciones de esfuerzo ( $\sigma$ ) y fuerza ( $P$ ) respectivamente (tabla 15.1), es decir,  $M_\sigma = M_\rho M_l$  y  $M_P = M_\rho M_l^3$ .

Para cualquier material, la relación de Poisson,  $\nu$ , y la deformación unitaria lineal,  $\epsilon$ , son parámetros adimensionales, y así para una estructura modelo (m) y una prototipo (p)  $\epsilon_p = \epsilon_m$  y  $\nu_p = \nu_m$ . La consecuencia de estas afirmaciones es (de acuerdo con la ley de Hooke):

$$M_\sigma = M_E M_\epsilon \quad (15.15a)$$

o, para  $M_\epsilon \approx 1$ ,

$$M_\sigma \approx M_E (= M_\rho M_l). \quad (15.15b)$$

Los esfuerzos dominantes en una presa son los generados por las cargas hidrostáticas, que incluyen la infiltración y el empuje, y el peso propio estructural. Las dificultades inherentes para satisfacer simultáneamente los requerimientos de similitud material y estructural, y armonizar las relaciones de escala de la geometría, esfuerzo y peso se han aludido y son evidentes, puesto que el objetivo del modelo es predecir de modo correcto la deformación y el esfuerzo del prototipo.

### 15.2.2 MODELACIÓN DE PRESAS DE CONCRETO

Invariablemente, los modelos de presas de concreto son de estructuras de arco o bóveda. La simulación de las cargas hidrostáticas externas de acuerdo con las leyes

de escala apropiadas requieren un líquido con una densidad muy alta. En la práctica, lo más común es utilizar un saco flexible lleno de mercurio. Esto implica que la relación de densidad predeterminada de 13.6 se debe tener en cuenta para las otras relaciones de escala.

Las características convenientes del material del modelo son una representación correcta de las relaciones de esfuerzo y deformación y un módulo de elasticidad relativamente bajo,  $E$ , para realzar las deformaciones del modelo y permitir el uso de la carga de mercurio en un modelo de dimensiones manejables. El material debe ser resistente a la tensión y compresión apreciables para reducir el riesgo de agrietamiento, y se debe dejar fundir o maquinar sin mayor esfuerzo para obtener el perfil correcto de la presa. Entre los materiales que se han empleado con éxito están el microconcreto, los plásticos y los compuestos basados en el yeso. Mezclas de yeso de París de alto grado con un relleno químicamente inerte (como la diatomita o montmorillonita de sodio) y agua han demostrado ser en particular apropiados. Tales mezclas tienen las siguientes características adicionales convenientes:

1. isotropía y homogeneidad;
2. son uniformemente elásticos dentro del intervalo de esfuerzos del modelo;
3. la relación de Poisson,  $\nu$ , es casi igual a la del concreto y la roca (0.15-0.22);
4. las propiedades elásticas no dependen del tiempo;
5. la resistencia y el módulo de elasticidad,  $E$ , pueden controlarse con precisión.

El propósito del relleno es permitir una relación alta de agua : yeso y, por tanto, un valor de  $E$  bajo. Las mezclas de yeso y relleno requieren un curado cuidadoso durante un período, el producto final tiene la textura de una tiza suave y se puede manejar fácilmente para darle la forma. Deberá notarse que la representación a escala apropiada de  $E$  y  $\nu$ , y no su resistencia, es más importante en cuanto a la respuesta estructural correcta.

Entre los valores representativos de las características mecánicas principales de las mezclas de yeso y relleno está el valor de  $E$ , el cual oscila entre  $0.7 \times 10^3$  y  $5.0 \times 10^3 \text{ MN m}^{-2}$  y  $\nu = 0.20$ . La resistencia a la compresión está en el intervalo 2.0-20.0  $\text{MN m}^{-2}$ , y la resistencia a la tensión típicamente de 12% a 25% de este valor. Las escalas lineales de modelos de presas de concreto comúnmente se hallan en el intervalo de 1:50 a 1:200, teniéndose cuidado de modelar una proporción apreciable de los estribos y de las cimentaciones subyacentes para simular la interacción de forma correcta.

Los aspectos estructurales principales de los estribos del prototipo y/o geología de la cimentación, es decir, fallas o zonas meteorizadas, etc., deben reproducirse en el modelo. Pueden emplearse mezclas de yeso y relleno con características apropiadas para modelar cambios significativos en la deformabilidad de la roca asociada con diferentes tipos de roca.

Las deformaciones bajo cargas hidrostáticas y otras cargas se determinan con transductores montados apropiadamente o medidores de aguja. Los esfuerzos se determinan a partir de los registros de deformímetros adheridos a la superficie o por rosetas en localizaciones estratégicas en los paramentos aguas arriba y aguas abajo de la presa modelo.

Las cargas de peso propio son las más difíciles de simular en un modelo a escala. Una técnica involucra dividir el modelo en etapas luego de la finalización de todas las pruebas de carga hidrostática. En cada etapa o nivel, a su vez, la carga de peso propio superyacente se aplica a través de un sistema de resortes verticales que actúan sobre placas distribuidoras en el modelo. Una técnica alternativa involucra la inversión del modelo y su inmersión en mercurio.

Detalles de construcción, por ejemplo juntas, o ‘defectos’ como agrietamientos pueden representarse en un modelo sofisticado, y también se pueden estudiar los efectos de la temperatura si además se desarrollan las leyes de escala. Revisiones concretas de las técnicas de modelación estructural y sus aplicaciones a estudios específicos se presentan en Rydzewski (1963) y Rocha, Serafim y Azeveda (1961).

Puede notarse que las mezclas de yeso y relleno se prestan para simular problemas geomecánicos que involucren rocas y masas de rocas unidas. Se han aplicado investigaciones de esta naturaleza asociadas a proyectos de grandes presas, como se analiza en Oberti y Fumagalli (1963) y Fumagalli (1966).

### 15.2.3 MODELACIÓN DE PRESAS DE RELLENO

La aplicación de modelos físicos para el estudio de problemas geotécnicos y presas de relleno está severamente restringida por el predominio de las cargas de peso propio y la complejidad y variabilidad del rango de materiales del prototipo, es decir, los suelos de cimentación, los rellenos térreos y enrocados compactados. El enfoque de diseño de presas de relleno de todas maneras es muy diferente al de las presas de concreto, concentrándose en la infiltración, deformación y estabilidad en lugar de los esfuerzos. La modelación física, por consiguiente, se ha confinado a investigaciones limitadas de las pendientes del terraplén y de los rellenos en cimentaciones débiles. La escala del peso propio se logra montando el modelo sobre el brazo rotante de una gran centrífuga. En el caso de la centrífuga geotécnica de Cambridge, como se describe en Schofield (1980), los modelos son del orden de 1 tonelada y pueden ser sometidos a aceleraciones hasta de  $125g$  en un radio (longitud del brazo del rotor) de 4 m.

En principio, los modelos geotécnicos ofrecen muchos atractivos, pero en la práctica los problemas son casi intratables. Se deben utilizar suelos naturales para construir el modelo y es imposible una simulación válida de la zonificación en la presa prototipo. Incluso en modelos simples homogéneos sobre cimentaciones homogéneas surgen dificultades al intentar trasladar la información del modelo de la presa de relleno a la escala del prototipo, ya que la mayoría de los problemas depende de la trayectoria de esfuerzos, es decir, están relacionados con las historias de carga a corto y largo plazo. Los problemas también dependen del nivel de esfuerzo, es decir, una función del peso propio para el complejo de la presa de relleno y la cimentación. Bassett (1981) y Bassett y Horner (1981) suministran una revisión completa del uso y limitaciones de los modelos físicos en el diseño geotécnico. Su valor se restringe efectivamente al estudio de modos de deformación y mecanismos de falla para perfiles simplificados.



### 15.2.4 MODELACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA

Estudios de la repuesta sísmica de modelos de presas de gravedad de concreto en los que se utiliza la técnica de la ‘mesa vibratoria’ han sido reportados por Mir y Taylor (1994). Requerimientos de instalaciones especializadas y problemas de simulación física válida de la presa prototipo ponen limitaciones a la aplicación general de esta técnica por fuera del laboratorio de investigación. Los estudios en modelos, comparables y válidos, del comportamiento de presas de relleno no se consideran en general posibles, pero los ensayos en modelos físicos conducidos para validar técnicas numéricas han sido reportados por Finn (1990).

#### *Ejemplo 15.1*

Un río, que transporta sedimentos, fluye hacia un estuario de mareas. El máximo flujo de agua fresca al estuario es  $4000 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . Se requiere efectuar un diseño preliminar del modelo a escala en el laboratorio donde el espacio disponible impone una escala horizontal,  $M_l = 250$ ; la capacidad de bombeo disponible para el modelo es  $27 \text{ l s}^{-1}$  y es conveniente utilizarlo razonablemente lleno para evitar efectos viscosos en el modelo. Establecer:

1. una escala vertical apropiada para el modelo,
2. el tipo de caudal,
3. la escala del periodo de la marea,
4. la escala de la velocidad de caída del sedimento en suspensión,
5. la escala probable del material del lecho y
6. la escala de la densidad de la carga del lecho.

#### **Solución**

1. Si se utiliza la capacidad total del caudal se obtiene una escala de caudales  $4 \times 10^6 / 27 = 148\,150$ . De acuerdo con la ecuación (15.7),  $M_h = (M_Q/M_L)^{2/3} = (148\,150/250)^{2/3} = 70.57$ . Por tanto, se selecciona  $M_h = 75$ , que ofrece una distorsión de 3.33, la cual es probablemente bastante aceptable en este caso.
2.  $M_Q = M_h^{3/2} M_l = 75^{3/2} \times 250 = 162\,380$ . El caudal máximo del modelo será  $4 \times 10^6 / 162\,380 = 24.61 \text{ s}^{-1}$ .
3.  $M_t = M_l / M_v = M_l M_h^{-1/2} = 250 / 75^{1/2} = 28.87$  [ecuación (15.3)].
4.  $M_{w_s} = M_h^{3/2} / M_l = 75^{3/2} / 250 = 2.6$  [ecuación (15.13)].
5. A partir de la ecuación de Manning – Strickler para un canal ancho con  $R \approx y$ ,

$$M_v = M_n^{-1} M_h^{2/3} M_s^{1/2} = M_d^{-1/6} M_h^{2/3} M_h^{1/2} M_l^{-1/2} = M_d^{-1/6} M_h^{7/6} M_l^{-1/2} = M_h^{1/2},$$

$$M_d = M_h^4 M_l^{-3} = 75^4 / 250^3 = 2.025 \approx 2.$$

6.

$$M_\Delta = \frac{M_h^2}{M_l M_d} = \frac{M_h^2 M_l^3}{M_h^4 M_l} = \frac{M_l^2}{M_h^2} = \left( \frac{250}{75} \right)^2 = 11.11 \quad [\text{ecuación (15.12)}]$$



Nótese que la respuesta 5 supone que no hay efectos de formas del lecho (es decir, el lecho es plano), que puede ser poco realista; tal información debe verificarse con cálculos adicionales, y el valor final de  $M_d$  puede influir el diseño total del modelo.

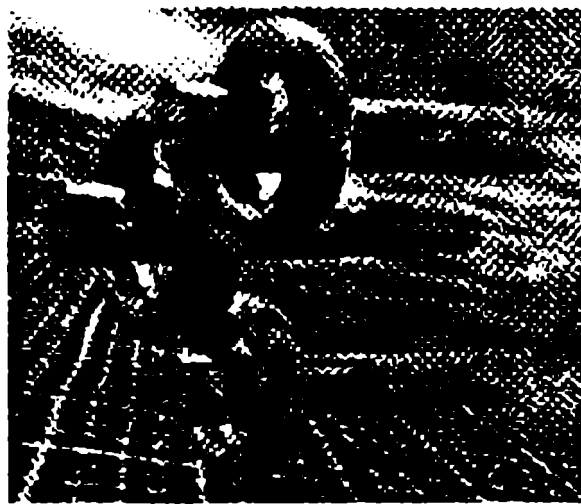
## Referencias

- Allen, J. (1947) *Scale Models in Hydraulic Engineering*, Longman, London.
- ASCE (1982) American Society of Civil Engineers, Task Committee on Glossary of Hydraulic Modeling Terms, Modeling hydraulic phenomena – a glossary of terms. *Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **108** (NY7), 45-852.
- Barr, D.I.H. (1983) A survey of procedures for dimensional analysis. *International Journal of Mechanical Engineering in Education*, **11** (3), 147-59.
- Bassett, R.H. (1981) The use of physical models in design, in *Proceedings of the 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brighton, Vol. 2, British Geotechnical Society, London.
- Bassett, R.H. and Horner, J. (1981) Prototype deformations from centrifugal model testing, in *Proceedings of the 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brighton, Vol. 2, British Geotechnical Society, London.
- Burgi, P.H. (ed.) (1988) Model-prototype correlation of hydraulic structures, in *Proceedings of the International Symposium*, ASCE, Colorado Springs, American Society of Civil Engineers, New York.
- Finn, W.D.L. (1990). Seismic analysis of embankment dams. *Dam Engineering*, **1** (1), 59-75.
- Fumagalli, E. (1966) Stability of arch dam rock abutments, in *Proceedings of the 1st International Congress of Rock Mechanics*, Lisbon, Vol. II, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon.
- Knauss, J. (1987) *Swirling Flow Problems at Intakes*, IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Balkema, Rotterdam.
- Kobus, H. (ed.) (1980) *Hydraulic Modelling*, Bulletin 7, German Association for Water Resources and Land Development.
- Kobus, H. (ed.) (1984) *Proceedings of the Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures*, Technische Akademie, Esslingen.
- Meilland, P. and Jehanno, P. (1994) Hydraulic modelling for civil works. *Hydropower & Dams*, **1** (4), 20-4.
- Mir, R. and Taylor, C.A. (1994) *Shaking Table Studies of the Performance of Gravity Dam Models*, Report No. UBCE-EE-94, Earthquake Engineering Research Centre, University of Bristol.
- Novak, P. (1984) Scaling factors and scale effects in modelling hydraulic structures. General lecture, in *Proceedings of the Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures*, Technische Akademie, Esslingen, Paper 03, pp. 1-6.
- Novak, P. and Čábelka, J. (1981) *Models in Hydraulic Engineering – Physical Principles and Design Applications*, Pitman, London.
- Oberti, G. and Fumagalli, E. (1963) Results obtained in geomechanical model studies, in *Proceedings of the Symposium on Concrete Dam Models*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon.
- Rocha, M., Serafim, J.L. and Azeveda, M.C. (1961) *Special Problems of Concrete Dams Studied by Models*, Bulletin No. 12, RILEM.

- Rydzewski, J.R. (1963) The place of models in the study of arch dams under hydrostatic and gravity loading, in *Proceedings of the Symposium on Concrete Dam Models*, Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisbon.
- Schofield, A.N. (1980) Cambridge geotechnical centrifuge operations (20th Rankine lecture) *Géotechnique*, **30** (3), 225-67.
- Sharp, J.J. (1981) *Hydraulic Modelling*, Butterworth, London.
- Verwey, A. (1983) The rôle of computational hydraulics in the hydraulic design of structures, in *Developments in Hydraulic Engineering*, Vol. 1 (ed. P. Novak), Applied Science, London.
- Yalin, M.S. (1971) *Theory of Hydraulic Models*, Macmillan, London.

# Estructuras hidráulicas

Segunda edición



**Otros títulos McGraw-Hill en español con temas afines**

**CHOW**

Hidráulica de canales abiertos

**CHOW**

Hidrología aplicada

**FRANZINI**

Mecánica de fluidos con aplicaciones en ingeniería

**GILES**

Mecánica de fluidos e hidráulica (Schaum), 3a. ed.

**McGHEE**

Abastecimiento de agua y alcantarillado

Ingeniería ambiental, 6a. ed.

**ORTIZ**

Pequeñas centrales hidroeléctricas

**SALDARRIAGA**

Hidráulica de tuberías

**SAWYER**

Química para ingeniería ambiental, 4a. ed.

**SHAMES**

Mecánica de fluidos

**STREETER**

Mecánica de fluidos, 9a. ed.

**TCHOBANOGLOUS**

Tratamiento de aguas residuales

ISBN 958-41-0189-7



9 789584 101891

[www.mcgraw-hill.com.co](http://www.mcgraw-hill.com.co)

**Mc  
Graw  
Hill**